著者简介



Delwyn G. Fredlund

1962 年毕业于加拿大 Saskatchewan 大学土木工程系，获学士学位。1964 年及 1973 年，在加拿大 Alberta 大学分别获硕士及博士学位。

他于 1966 年到 Saskatchewan 大学任教前，曾在 Saskatoon 加拿大国家研究院建筑研究所及 Edmonton 的 R. M. Hardy 公司工作，担任岩土工程师。

Fredlund 教授在 Saskatchewan 大学积极开展研究工作，接受来自世界许多国家的研究生。多年来，他将研究工作的重点放在非饱和土的性状及干旱地区的岩土工程问题上。研究内容广泛，包括边坡稳定分析、膨胀土、湿陷性土、土的吸力量测、非饱和土的抗剪强度及体积变化、非饱和土中的渗流及渗透函数以及概率论在岩土工程问题中的应用等。此外，他广泛从事各种岩土工程问题的数值模拟及计算机软件开发，在加拿大 Calgary 成立了 GEO-SLOPE 岩土工程软件公司，将许多经典的饱和土分析软件延伸包括非饱和土。

Fredlund 教授在岩土工程方面共发表了 150 多篇研究论文，大部分是有关非饱和土性状和边坡稳定分析方面的。他积极参与国内（如加拿大岩土工程学会）及国际（如国际土力学与基础工程协会）的学术活动。目前，他是国际土力学与基础工程协会 TC-6 非饱和土技术委员会主席。

Fredlund 教授曾经到世界许多国家讲学、考察、做学术报告，并在加拿大国际开发研究中心（IDRC）支持下，分别同中国和肯尼亚签订合作研究项目，促进各有关国家之间的技术交流与合作，解决共同关心的岩土工程问题。

Fredlund 教授目前是加拿大 Saskatchewan 大学土木工程系主任。多年来，他应邀担任许多工程公司和政府有关部门在非饱和土和边坡稳定问题方面的顾问。他目前是加拿大 Regina 的 Clifton Associates 工程公司的高级顾问。他还同加拿大、美国及其他国家的许多私人及政府机构签订有研究合约。



Harianto Rahardjo

1979 年毕业于印度尼西亚万隆工学院，获土木工程师学位。毕业后，在印尼 Wiratman and Associates 公司任顾问工程师，参与各种岩土工程问题的调查研究。然后，他前往加拿大 Saskatchewan 大学深造，于 1982 年获硕士学位，并留校在土木系岩土工程教研组担任研究工程师，主要从事非饱和土性状、边坡稳定及侧向土压力分析方面的研究工作。1988 年，他获得加拿大自然科学与工程研究院的攻读博士学位奖学金，并于 1990 年被 Saskatchewan 大学授予博士学位。

1990 年，Rahardjo 博士在 Saskatchewan 大学从事博士后工作，继续进行非饱和土性状研究。1991 年，他应聘到新加坡南洋理工大学（NTU）土木与结构工程系任教，现为该系岩土工程与测量教研组高级讲师。

Rahardjo 博士在非饱和土土力学、边坡稳定及侧向土压力分析方面发表过 30 多篇研究论文。他是加拿大岩土工程学会及东南亚岩土工程学会会员。他也是国际土力学与基础工程协会 TC-6 非饱和土技术委员会委员。他曾担任过新加坡和印尼一些工程公司的顾问。目前，他在南洋理工大学开展的主要研究课题是，非饱和土土力学理论在残积土边坡稳定、渗流及承载力问题中的应用。

非饱和土土力学

Soil Mechanics for Unsaturated Soils

〔加拿大〕D·G弗雷德隆德
〔印度尼西亚〕H·拉哈尔佐 合著

陈仲颐　张在明　陈愈炯
蒋国澄　吴肖茗　石振华 合译

中国建筑工业出版社

(京) 新登字 035 号
图字：01-97-0414 号

责任编辑：石振华　颜明志（特约）

图书在版编目（CIP）数据

非饱和土土力学 /（加拿大）弗雷德隆德（Fredlund，D. G.），（印尼）拉哈尔佐（Rahardjo. H.）著；陈仲颐等译，—北京：中国建筑工业出版社，1997

书名原文：Soil Mechanics for Unsaturated Soils

ISBN 7-112-03246-6

Ⅰ. 非…　Ⅱ. ①弗…　②拉…　③陈…　Ⅲ. 土力学，非饱和土　Ⅳ. TU43

中国版本图书馆 CIP 数据核字（97）第 04922 号

Copyright ©1993 by John Wiley & Sons，Inc.
All rights reserved.
美国 John Wiley & Sons 出版公司正式授权中国建筑工业出版社出版发行本书中文版。

Soil Mechanics for Unsaturated Soils. / D. G. Fredlund，H. Rahardjo
John Wiley & Sons，Inc.，605 Third Avenue，New York，NY 10158-0012

非饱和土土力学
陈仲颐　张在明　陈愈炯　蒋国澄　吴肖茗　石振华　合译

中国建筑工业出版社出版、发行（北京西郊百万庄）
新华书店经销
北京京勘地基基础咨询有限责任公司录排
北京市彩桥印刷厂印刷

开本 787 × 1092 毫米　1/16　印张：40.75　字数：978 千字
1997 年 8 月第一版　　1997 年 8 月第一次印刷
印数：1 — 1,500 册
定价：58.00 元

ISBN 7-112-03246-6
TU·2495(8389)

版权所有　翻印必究
如有印装质量问题，可寄本社退换
（邮政编码 100037）

432489

非饱和土土力学

Soil Mechanics for Unsaturated Soils

〔加拿大〕D·G弗雷德隆德
〔印度尼西亚〕H·拉哈尔佐 合著

陈仲颐　张在明　陈愈炯
蒋国澄　吴肖茗　石振华 合译



中国建筑工业出版社

本书系统论述了非饱和土土力学的主要内容，包括土的相的性质与关系、应力状态变量、土的吸力量测、流动定律、渗透性量测、稳态流、孔隙压力参数、抗剪强度理论与参数量测、塑性与极限平衡、体积变化理论与指数量测、一维固结与膨胀、二维与三维非稳态流及非等温分析等。

本书可供岩土工程勘察、设计、科研和施工技术人员参考。亦可作为相关专业本科生、研究生的教材。



著者的话

——祝贺本书中文版的问世

《非饱和土土力学》这本书的编写，前后经历了大约 10 年时间。著者阅读了数以百计的有关研究论文。有时觉得这似乎是一项永远做不完的庞大任务。因此，当这本书终于在 1993 年出版时，我们感到莫大欣慰。

使著者倍受鼓舞的是，中国清华大学的陈仲颐教授认为，这本书应译成中文出版。我们的第一个反应是，这项任务太繁重了。但我们也能够理解中国的岩土工程师确实需要这样一本有关非饱和土性状的专著。

现在，在陈教授的组织、领导下，将《非饱和土土力学》译成中文的想法已经实现。对翻译小组做出的巨大努力和取得的卓越成果，我们深感敬佩。在此，我们对促成并支持此书中译本出版的全体中国朋友表示衷心的感谢。

岩土工程师一致认为，膨胀土、残积土、湿陷性黄土和压实土等这几类土是“难对付的土”。这几类土均落在非饱和土范畴之内。《非饱和土土力学》这本书正好为分析所有这几类“难对付的土”提供了有力的工具。解决与“难对付的土”有关的各种工程问题的任务现在刚刚开始。非饱和土土力学的理论为工程分析与实际解决方案的结合提供了“凝聚力”。

著者希望《非饱和土土力学》的中译本将成为中国与加拿大在非饱和土这一重要领域继续开展合作的基础。加拿大国际开发研究中心（ IDRC ）资助的中加膨胀土工程性质合作研究项目在过去几年中取得的丰硕成果，充分证明两国之间在非饱和土领域里有许多研究工作和工程实践经验可以互相学习、交流。我们对 IDRC 给予的大力支持和资助表示深切谢意。

人类在地球表面层的上部建造建筑物基础和各种地下结构。在此表面层中尚有许多“奥秘”有待揭露，并在工程实践中予以充分利用。这是一个富有挑战性的复杂课题，需要依靠人类的共同努力和密切合作来取得进展。本书中文版的出现就是这种合作的一个范例。

Delwyn G. Fredlund

Harianto Rahardjo

1997 年 5 月

译者的话

考虑到目前国内还没有一本有关非饱和土的土力学专著，我们在征得原著者和有关方面的同意后，决定将 Fredlund 和 Rahardjo 合著的这本《非饱和土土力学》译成中文，交由中国建筑工业出版社出版，以飨国内读者。

加拿大 Saskatchewan 大学的 D. G. Fredlund 教授是国际知名的岩土工程专家，20 多年来，他和 N. R. Morgenstern 教授以及由他建立并领导的非饱和土研究小组，在非饱和土领域开展了一系列开拓性的理论和试验研究工作，为非饱和土土力学的建立和发展做出了许多重要贡献。他们提出的双应力变量理论在描述非饱和土的力学性状方面具有明显的优越性，已为众多学者和工程技术人员所接受，并在工程实践中用于分析非饱和土的体变和强度问题。今天，他们代表着国际上非饱和土领域的一个学派，正在继续发挥着重要的作用。

本书是第一本系统论述非饱和土性状及其工程应用的专著。它的优点之一是，保留、继承了经典土力学的总构架，在此基础上将非饱和土的原理和概念作为饱和土有关原理和概念的延伸来编写，这样也就使学生和初接触非饱和土问题的岩土工程师能够很快就理解并掌握非饱和土土力学的真谛。

本书的另一优点是，理论密切联系实际，很实用，而且叙述深入浅出，容易看懂，十分适宜作为教科书和工程技术参考书。

本书由陈仲颐（第 1 、 2 、 3 、 11 章和附录 B ）、蒋国澄（第 5 、 6 、 7 章）、陈愈炯（第 8 、 9 、 10 章）、张在明（第 12 、 13 、 14 、 15 、 16 章）和吴肖茗（第 4 章）翻译并互校；石振华翻译了索引、附录 A 和编制了中文索引并担任编辑。

本书的翻译及出版，得到加拿大国际开发研究中心（ IDRC ）、美国 John Wiley 出版公司和中国建筑工业出版社的大力支持，译者在此除了向原著者，亦向以上单位一并表示感谢。

1997 年 5 月

原序

岩土工程方面出现一本新书总是值得庆贺的，而在土力学的一个重要方面首次出现一本专著则格外令人高兴。由 Fredlund 教授和 Rahardjo 博士编写的这本书是专门讨论非饱和土性状的第一本教科书。它的出版，十分及时。

显而易见，由于大部分发达国家均位于温带，遇到的主要是饱和土，因此土力学方面的文献著作一直是以有关饱和土的问题为主。此外，了解非饱和土性状所需要的理论知识和试验技术要比了解饱和土性状所需要的复杂得多。因而，非饱和土土力学的发展落后于饱和土土力学，这点使学生和工程技术人员都深感困惑。

产生非饱和土的气候条件在各洲都存在。实际上，在有些国家里，非饱和土占主要地位。涉及非饱和土的工程问题，范围很广，例如在膨胀土上修建轻型房屋应当如何设计和施工的问题由来已久，每年由于膨胀土性状引起的损害所造成的经济损失比任何其它地基破坏事故都大。另一极端，在所有地下埋藏核废料的设计中几乎都采用非饱和土作为隔离材料。因此，从轻型房屋的建造到某些最复杂的近代环保问题，均需要对非饱和土的力学性状有所了解。

我预料这本书很快就会成为这个领域的经典著作。要进行有关非饱和土的教学、科研和生产而不参考 Fredlund 和 Rahardjo 编写的这本书是不可能的。他们明智地保持经典土力学的构架，然后设法加以延伸，以便将土的吸力现象作为一个可量测和计算的独立变量容纳进去。这就极大地方便了这本综合性著作的使用，并使人们能够较容易地深入了解非饱和土的性状。

通向这本非饱和土土力学著作的途径是艰难的。许多早期的土力学领路人指出了正确的方向，又经过 30 多年持续不断的努力，才到达以这本书的出版为标志的这段路程的终点。所有参加这一行程的人均将分享这一成果带来的喜悦。

加拿大 Alberta 大学
土木工程系教授 N. R. Morgenstern
1993 年 4 月

前　言

土力学方面已有许多教科书。从内容到编写次序，这些教科书虽然略有差异，但重点均放在土力学原理在涉及饱和土问题中的应用。

地球表面很大一部分是处于干旱或半干旱地带，因而，工程实践中遇到的土有许多是非饱和土。本教科书主要讨论与非饱和土性状有关的土力学问题，更具体地说，也就是讨论土中具有基质吸力或负孔隙水压力的这类土的土力学问题。

产生这类独特的土力学问题，起因于土中存在负的孔隙水压力，不论土是饱和的或是非饱和的。当孔隙水压力为负值时，用两个独立的应力状态变量来描述土的性状是适宜的，通常也是必要的。这点不同于饱和土土力学，在饱和土土力学问题中，可以用一个应力状态变量，亦即有效应力变量来描述土的性状。

饱和土土力学和非饱和土土力学这两个术语主要用于表示在所考虑的问题中孔隙水压力分别为正值和负值的两种情况。位于地下水位以上的土具有负孔隙水压力，涉及的工程问题很广，从膨胀土的胀缩变形到边坡土的抗剪强度下降。地区的微气候环境会产生一种表面流量边界条件，使上部土层中有水的渗流。

饱和土土力学中涉及的大部分问题在**非饱和土**中都能遇到。此外，土的重塑和压实是许多工程项目的重要内容，而压实土中的孔隙水压力是负值。涉及负孔隙水压力的问题很广，而且这类问题愈来愈多，尤其在干旱地区。

曾经试图将本书编写得简短些，但发现问题过于复杂而很难做到。世界各地的许多工程问题表明，十分需要这样一本教科书。在传统土力学方面受过良好训练的工程师，往往由于对非饱和土的知识不够而在涉及非饱和土的一些难题面前感到无所适从。

著者在本书中不去重新介绍或证明饱和土土力学中熟悉的各种概念，而是将本书作为经典饱和土土力学的延伸来编写。建立非饱和土的原理和概念时，尽可能将它们作为饱和土的有关原理和概念的延伸来对待。这样，也就使读者能够较容易领悟非饱和土土力学的实质。

本书的总构架同大多数经典土力学教科书相类似。首先介绍非饱和土土力学问题的范围。然后介绍非饱和土的：1）体积-质量特性，2）应力状态变量，3）渗流性状和4）孔压参数。在这之后，再介绍非饱和土的：5）抗剪强度和6）体变性状。最后介绍与岩土工程有关的瞬变分析方法。

本书各章的内容如下。第1章介绍有关非饱和土性状研究的发展简史；说明学习非饱和土土力学的必要性以及可能遇到的工程问题的性质和范围；描述非饱和土单元的性质，集中在饱和土与非饱和土的差别上。第2章介绍非饱和土各相的特性和土的体积-质量关系。本章内容同经典土力学有些重复，但重点放在理论的延伸上。详细介绍了各种推导步骤，以便读者较容易地进入这一相对新的领域。

第3章介绍在解决土具有负孔隙水压力的工程问题时需用的应力状态变量。对应力状态变量的概念做了详细介绍，因为它对理解本书后面各章的内容极为重要。只要理解有效应力概念在发展饱和土土力学中所起的重要作用，也就能领会需要有一种可用于描述非饱和土应

力状态的方法的重要意义。著者相信，对应力状态的彻底了解是发展非饱和土土力学这门学科的重要基础。

应力状态的研究表明，孔隙水压力量测是必不可少的。量测很高的负孔隙水压力和吸力十分困难。第4章总结了用于量测负孔隙水压力的各种技术和设备。

同各种土力学问题有关的土的基本性质有三个，亦即：1）渗透系数，2）抗剪强度参数和3）体变系数。这三个性质分别在后面九章中介绍。每个性质均从三个方面进行介绍，首先介绍与这个性质有关的理论，然后介绍这个性质的测定方法及其典型数值，最后介绍这个性质在具体土力学问题中的应用。这几章是这样安排的：

土的性质	理论	量测	应用
渗透	第5章	第6章	第7章
抗剪强度	第9章	第10章	第11章
体变	第12章	第13章	第14章

用于测定每个性质的仪器设备分别在各自的“量测”章中介绍。渗透性质的应用主要限于二维的土坝渗流分析。抗剪强度性质的应用包括侧向土压力、地基承载力和土坡稳定三个问题，重点放在土坡稳定分析。体变性质的主要应用问题是轻型结构的地基隆起预测。

第8章介绍孔隙压力参数的理论及其典型试验结果。本章内容对不排水加荷和土的抗剪强度的讨论很重要，这就决定了它在本书中的位置。

固结理论和非稳定流分析需要将土的体变特性和渗透特性结合起来。这方面的分析是饱和土土力学的重要构成部分，它在帮助工程师了解土的性状方面起很大作用。第15章介绍一维固结理论，第16章介绍非饱和土中的二维和三维非稳态流分析。表面流量边界条件和微气候之间关系的有关理论亦在第16章中简要介绍。

有关非饱和土性状的理论需要用大量的工程实录来加以验证。本书的主要目的之一就是总结已有的研究成果，分析各种工程实录，不断完善理论，为进一步开展这一领域的研究奠定基础。

本书是著者多年教学和科研的成果，也是得到许多人士帮助完成的成果。著者对众多学者和出版单位允许我们从他们发表的研究论文中摘用资料和复制图表表示感谢。

许多人士为本书的编写提供了大力支持。我们感谢加拿大 Saskatchewan 大学工程学院院长 P. N. Nikiforuk 教授和新加坡南洋理工大学土木与结构工程学院院长 Chen Charng Ning 教授给予的鼓励和支持；感谢加拿大 Clifton Associates 工程公司的 A. N. Clifton 先生，他为非饱和土的理论概念和计算公式能够在工程实践中直接应用提供了重要的意见和建议。许多学生和同事在本书原稿的评阅工作中提供了宝贵的帮助。S. L. Barbour 博士、G. W. Wilson 博士和匈牙利布达佩斯的 E. Imre 女士均评阅了若干章。D. E. Pufahl 博士评阅了第2章。D. Y. F. Ho 博士评阅了第9和第10章。我们尤其感谢 N. R. Morgenstern 教授，他一直鼓励并指导我们进行非饱和土性状的研究。

我们也要感谢 G. Russell 女士、M. Vanstone 先生、T. Regier 小姐、K. Fischer 小姐和 L. Pavier 女士为承担本书原稿的打字工作所付出的辛勤劳动，尤其是 L. Pavier 女士，她组织有关人员完成了最后的打字版本。J. L. Loi 先生精心设计本书插图，按国际标准单位对有些图进行重新点绘，并校核了有关数据。K. Fischer 小姐和 D.S. Komarychka 女士极其细心地绘制

了全部插图。著者感谢 S.K. Vanapalli 先生、 J. Gan 先生和 A. Xing 博士，他们出色地完成了全书各章的编辑和校样工作。 L. Lam 先生分析了第 7 和 16 章中的若干例题。 J. Lau 先生和 K. Fredlund 先生编排了本书大量参考文献的目录。最后，著者对其他研究生所做的工作亦在此一并深表感谢。

D. G. Fredlund
H. Rahardjo

Saskatchewan 大学
1993 年 4 月

目 录

著者的话——祝贺本书中文版的问世.....3
译者的话.....4
原序.....5
前言.....6

第 1 章 绪论.....1
1.1 气候的作用.....2
1.2 问题的类型.....4
1.2.1 土坝的建造与运行.....4
1.2.2 环境条件变化情况下的天然土坡.....6
1.2.3 废料池下面土层中的水位变化.....7
1.2.4 竖直挖方的边坡稳定.....7
1.2.5 侧向土压力.....8
1.2.6 浅基承载力.....8
1.2.7 膨胀土造成的地面隆起.....9
1.2.8 湿陷性土.....10
1.2.9 非饱和土问题小结.....10
1.3 非饱和土的典型地质剖面.....10
1.3.1 典型的热带残积土剖面.....11
1.3.2 典型的膨胀土剖面.....12
1.4 非饱和土土力学的需要.....13
1.5 本书的内容范围.....15
1.6 非饱和土的相.....16
1.6.1 相的定义.....16
1.6.2 水-气分界面或收缩膜.....16
1.7 术语与定义.....17
1.8 历史发展.....17
第 2 章 相的性质与关系.....22
2.1 各个相的性质.....22
2.1.1 密度与比容.....22
2.1.2 粘滞性.....26
2.1.3 表面张力.....27
2.2 空气和水的相互作用.....29
2.2.1 水的固态、液态和气态.....30
2.2.2 水蒸气.....30
2.2.3 溶解于水中的空气.....31
空气在水中的可溶性.....32
气体在水中的扩散.....33
2.3 体积-质量关系.....34
2.3.1 孔隙率.....34
2.3.2 孔隙比.....35
2.3.3 饱和度.....36
2.3.4 含水量.....37
2.3.5 土的密度.....37
2.3.6 基本体积-质量关系.....37
2.3.7 体积-质量性质的变化.....39
2.3.8 气相压缩对混合物密度的影响.....40
活塞-透水石模型.....41
质量守恒原理应用于混合物.....42
土粒-水-空气混合物.....44
气-水混合物.....44
第 3 章 应力状态变量.....46
3.1 应力状态描述的历史.....46
3.1.1 饱和土的有效应力概念.....46
3.1.2 提出过的非饱和土有效应力公式.....47
3.2 非饱和土的应力状态变量.....50
3.2.1 非饱和土的平衡分析.....50
作用于土体单元的法向应力和剪应力.....51
平衡方程.....52
3.2.2 应力状态变量.....53
应力状态变量的其他组合.....53
3.2.3 饱和土作为非饱和土的特例.....54
3.2.4 干土.....55
3.3 极限应力状态.....56
3.4 应力状态变量的试验验证.....57
3.4.1 轴平移的概念.....57
3.4.2 验证应力状态变量的零位试验.....58
3.4.3 支持所提应力状态变量的其他试验资料.....60
3.5 应力分析.....62

3.5.1 现场各应力状态组成的剖面 62
土的侧压力系数 63
基质吸力剖面 64
地面状况 64
环境条件 66
植被 66
地下水位 66
土层的渗透性 66
3.5.2 扩展的 Mohr 图 66
Mohr 圆的方程 67
Mohr 圆的作图法 69
3.5.3 应力不变量 71
3.5.4 应力点 72
3.5.5 应力路径 73
3.6 渗透吸力的作用 76
第 4 章 土的吸力量测 78
4.1 土中吸力的理论 78
4.1.1 土中吸力的组成 79
4.1.2 吸力的典型值和吸力量测设备 80
4.2 毛细作用 81
4.2.1 毛细上升高度 82
4.2.2 毛细压力 83
4.2.3 毛细上升高度及半径效应 84
4.3 总吸力的量测 85
4.3.1 湿度计 85
Seeback 效应 85
Peltier 效应 86
Peltier 湿度计 86
湿度计的率定 88
湿度计的性能 90
4.3.2 滤纸法 92
量测原则（滤纸法） 93
量测与率定技术（滤纸法） 93
滤纸法在实践中的应用 95
4.4 基质吸力的量测 97
4.4.1 高进气值陶瓷板 97
4.4.2 直接量测 98
张力计 100
张力计使用前的维护 101
张力计装置后的维护 102
喷射注入张力计 102
小插头张力计 103
快拔型张力计 104
张力计的野外量测操作 104
渗透张力计 107
轴平移技术 108
4.4.3 间接量测 110
热传导传感器 114
工作原理 115
传感器的率定 116
典型的基质吸力量测成果 117
MCS 6000 传感器 117
AGWA-II 传感器 119
4.5 渗透吸力的量测 124
4.5.1 挤液法 125
第 5 章 流动定律 126
5.1 水的流动 126
5.1.1 水相的驱动势能 127
5.1.2 非饱和土的 Darcy 定律 129
5.1.3 水相的渗透系数 130
流体及孔隙介质分量 130
渗透性与体积-质量性质的关系 130
饱和度变化对渗透性的影响 131
渗透系数与饱和度的相互关系 132
透水性系数与基质吸力的相互关系 133
透水性系数与容积含水量的关系 134
渗透性函数的滞后 137
5.2 空气流动 137
5.2.1 气相的驱动势能 139
5.2.2 气相的 Fick 定律 139
5.2.3 气相的渗透系数 141
透气性系数与饱和度的关系 142
透气性系数与基质吸力的关系 142
5.3 扩散 143
5.3.1 空气通过水扩散 143
5.3.2 通过水的化学扩散 145
5.4 流动定律的总结 146
第 6 章 渗透性量测 147
6.1 透水性系数的量测 147
6.1.1 透水性系数的直接量测方法 147

试验室试验方法 147
稳态方法 147
稳态方法的试验设备 148
用稳态方法计算 149
透水性系数的表达 150
稳态方法的难点 150
瞬态剖面法 151
Hamilton 等所建议的瞬态剖面法 151
瞬态剖面法计算 152
现场原位方法 154
原位瞬态剖面法 154
原位瞬态剖面法计算 155
6.1.2 计算透水性系数的间接方法 157
Tempe 仪及其试验过程 157
体积压力板仪仪器设备及其试验过程 158
体积压力板仪的试验过程 160
土-水特征曲线的干燥段 160
土-水特征曲线的浸湿段 161
用土-水特征曲线计算 k_w 161
6.2 透气性系数的测定 163
量测透气性系数的三轴渗透仪 165
用于量测透气性和透水性的三轴渗透仪 165
6.3 扩散量测 168
6.3.1 空气通过高进气值陶瓷板扩散的机理 169
6.3.2 扩散系数量测 170
计算扩散性质的过程 171
6.3.3 扩散空气体积指示器 172
量测扩散空气体积的气泡泵 172
扩散空气体积指示器（DAVI） 172
量测扩散空气体积的过程 174
扩散空气体积的计算 174
扩散空气体积指示器的精度 175
第 7 章 稳态流 177
7.1 稳态水流 177
7.1.1 非饱和土渗透系数的空间变化 178
非均质各向同性稳态渗流 178
非均质各向异性稳态渗流 178
7.1.2 一维流 179
一维流的推导 180
一维渗流的解 181
有限差分法 182
水头边界条件 183
流量边界条件 185
7.1.3 二维流 187
二维流公式的推导 187
二维渗流的解 189
应用有限元法的渗流分析 191
二维问题的实例 193
无限边坡 200
7.1.4 三维流 202
7.2 稳态空气流 204
7.2.1 一维流 204
7.2.2 二维流 205
7.3 通过水体的稳态空气扩散 207
第 8 章 孔隙压力参数 208
8.1 孔隙流体的压缩性 208
8.1.1 空气的压缩性 209
8.1.2 水的压缩性 210
8.1.3 空气-水混合物的压缩性 210
在压缩性公式中引用孔隙压力参数 212
8.1.4 空气-水混合物的压缩性的组成部分 212
自由空气对混合物压缩性的影响 213
溶解空气对混合物压缩性的影响 213
8.1.5 有关空气-水混合物压缩性的其它问题 214
压缩性公式推导中 Kelvin 公式的局限性 214
8.2 孔隙压力参数的推导 217
8.2.1 切线和割线孔隙压力参数 217
8.2.2 必要的本构关系概述 219
8.2.3 排水和不排水加荷 221
8.2.4 总应力与土的各向异性 223
8.2.5 K_0 加荷 224
8.2.6 Hilf 的分析 226
8.2.7 各向等压加荷 229
8.2.8 单轴加荷 231
8.2.9 三轴加荷 233
8.2.10 三向加荷 236
8.2.11 参数 α 237
8.3 孔隙压力公式的求解及其与试验成果

比较 238
8.3.1 Hilf 分析中导得的割线孔隙压力参数 B'_h 238
8.3.2 Hilf 分析的图解方法 241
8.3.3 各向等压加荷条件下切线孔隙压力参数 B 的试验成果 241
8.3.4 各向等压加荷条件下孔隙压力参数 B 的理论估算 244
8.3.5 三轴加荷条件下的切线参数 B 和 A 的试验成果 252
8.3.6 参数 α 的试验量测 253
第 9 章 抗剪强度理论 256
9.1 抗剪强度的历史 256
9.1.1 应力变量量测数据不完整的试验资料 264
9.2 非饱和土的破坏包线 265
9.2.1 破坏准则 265
9.2.2 抗剪强度公式 267
9.2.3 引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线 268
9.2.4 用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）定义抗剪强度 272
9.2.5 Mohr-Coulomb 包面和应力点包面 274
9.3 非饱和土的三轴试验 278
9.3.1 固结排水试验 280
9.3.2 常含水量试验 282
9.3.3 量测孔隙压力的固结不排水试验 284
9.3.4 不排水试验 285
9.3.5 无侧限压缩试验 288
9.4 非饱和土的直剪试验 290
9.5 应变速率的选择 292
9.5.1 三轴试验应变速率的背景材料 292
9.5.2 三轴试验的应变速率 294
9.5.3 直剪试验的位移速率 298
9.6 多级试验 299
9.7 破坏包线的非线性 301
9.8 ϕ^b 与 x 的关系 304
第 10 章 抗剪强度参数量测 306
10.1 测试特点 306
10.1.1 轴平移技术 306
10.1.2 孔隙水压力的控制和量测 310
高进气值陶瓷板的饱和方法 313
10.1.3 高进气值陶瓷板下面的压力反应 313
10.1.4 孔隙气压力的控制或量测 320
10.1.5 水体积变化量测 321
10.1.6 空气体积变化量测 323
10.1.7 总体积变化量测 324
10.1.8 试件制备 325
10.1.9 用反压力饱和试件的方法 326
10.2 三轴试验方法 329
10.2.1 固结排水试验 330
10.2.2 常含水量试验 331
10.2.3 量测孔隙压力的固结不排水试验 331
10.2.4 不排水试验 332
10.2.5 无侧限压缩试验 332
10.3 直剪试验方法 332
10.4 典型试验成果 334
10.4.1 三轴试验成果 334
固结排水三轴试验 334
常含水量三轴试验 335
抗剪强度与基质吸力之间的非线性关系 336
不排水和无侧限压缩试验 339
10.4.2 直剪试验成果 341
第 11 章 塑性与极限平衡 349
11.1 土压力 349
11.1.1 静止土压力 350
11.1.2 开裂深度的估计 353
11.1.3 延伸的 Rankine 土压力理论 354
主动土压力 356
主动土压力系数 357
主动土压力分布（基质吸力沿深度为常数） 357
张拉区深度 357
主动土压力分布（基质吸力沿深度减小至地下水位） 358
有张拉裂缝土体的主动土压力分布 360
被动土压力 361
被动土压力系数 362
被动土压力分布（基质吸力沿深度为常数） 362
被动土压力分布（基质吸力线性减小至地下水位） 363
与产生主动、被动状态有关的变形 363

11.1.4 土的总侧向力 364
土的主动侧向力 364
土的被动侧向力 366
11.1.5 基质吸力变化对主动和被动土压力的影响 367
膨胀压力与土压力之间的关系 368
11.1.6 无支撑开挖 368
张拉裂缝对无支撑高度的影响 369
11.2 地基承载力 370
11.2.1 Terzaghi 承载力理论 370
11.2.2 抗剪强度参数和基质吸力设计值的估计 373
应力状态变量法 373
总应力法 374
11.2.3 分层系统的承载力 376
11.3 土坡稳定 377
11.3.1 危险滑动面的位置 378
11.3.2 普遍极限平衡法（GLE） 379
引发的抗剪力公式 380
法向力公式 381
力矩平衡的安全系数 382
力平衡的安全系数 383
条间力函数 383
计算安全系数的步骤 386
孔隙水压力表示法 387
11.3.3 其他极限平衡方法 390
11.3.4 极限平衡条分法计算中的不收敛情况 391
11.3.5 负孔隙水压力对土坡稳定的影响 392
“总粘聚力”法 392
采用“总粘聚力”法的两个实例 394
实例 1 394
实例 2 398
“延伸抗剪强度”法 400
总体布置和土的特性 401
渗流分析中采用的初始条件 402
暴雨情况下的渗流和边坡稳定分析 403
第 12 章 体积变化理论 406
12.1 文献综述 406
12.2 体积变化和变形的概念 410
12.2.1 连续条件 410
12.2.2 总体积变化 411
12.2.3 水和空气体积变化 412
12.3 本构关系 413
12.3.1 弹性形式 413
液相的本构关系 415
空气体积变化 416
各向等压加荷 418
单轴加荷 418
三轴加荷 418
K_0 加荷 419
平面应变加荷 420
平面应力加荷 420
12.3.2 压缩性形式 421
12.3.3 体积-质量形式（用土力学术语） 421
12.3.4 用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）建立本构关系 423
12.4 本构面唯一性的实验验证 424
12.4.1 体积变形性质符号的定义 425
12.4.2 用微小应力变化来验证本构面的唯一性 425
12.4.3 用应力状态变量的较大增量来验证本构面 427
12.5 体积变形系数之间的关系 430
12.5.1 孔隙比与含水量本构面的体积变形系数之间的关系 430
12.5.2 体积-质量形式的本构面体积变形系数之间的关系 432
12.5.3 测定体积变形系数的室内试验方法 433
12.5.4 卸荷面上各体积变形系数之间的关系 435
12.5.5 加荷与卸荷本构面的体积变形系数之间的关系 435
12.5.6 半对数座标系中的本构面 436
第 13 章 体积变化指数量测 441
13.1 文献综述 441
13.2 试验步骤和设备 444
13.2.1 加荷本构面 445

固结试验 446
压力板干燥试验 446
收缩试验 448
体积变化指数的确定 449
与过渡平面有关的体积变化指数的确定 453
压力板试验的典型结果 455
用固结试验成果确定原位应力状态 458
“常体积”试验 458
“自由膨胀”试验 460
仪器压缩性的校正 460
对取样扰动的校正 461
13.2.2 卸荷本构面 462
压缩后的卸荷试验 462
压力板浸湿试验 464
自由膨胀试验 465
体积变化指数的确定 465
第 14 章 体积变化预测 468
14.1 文献综述 468
14.1.1 影响总隆胀量的因素 472
14.2 过去、当前和将来的应力状态 475
14.2.1 应力状态历史 475
14.2.2 原位应力状态 476
14.2.3 将来的应力状态和地面位移 478
14.3 隆胀预测理论 478
14.3.1 总隆胀公式 479
14.3.2 最终孔隙水压力的预测 480
14.3.3 隆胀计算实例 481
14.3.4 工程实录 483
加拿大 Saskatchewan 省 Regina 市整平地面的筏板基础 483
加拿大 Saskatchewan 省 Eston 地区 Eston 学校 484
14.4 预测和减小隆胀的控制因素 484
14.4.1 膨胀压力为常数时的闭式隆胀公式 485
14.4.2 膨胀压力的校正对总隆胀预测的影响 486
14.4.3 顶部浸湿到某一特定深度的例子 488
14.4.4 挖除部分土层并回填非膨胀土的例子 489
14.5 关于湿陷性土的说明 491
第 15 章 一维固结与膨胀 493
15.1 文献综述 493
15.2 建立公式所需的物理关系 494
15.3 固结方程推导 496
15.3.1 液相的偏微分方程 497
饱和条件 499
干土条件 499
非饱和土条件的特殊情况 499
15.3.2 气相的偏微分方程 500
饱和土条件 502
干土条件 502
非饱和土条件的特定情况 503
15.4 用有限差分法求解固结方程 503
15.5 非饱和土的典型固结试验结果 505
15.5.1 压实高岭土试验 506
试验结果 506
理论分析 508
15.5.2 粉质砂土试验 510
试验结果 510
理论分析 514
15.6 无量纲固结参数 514
第 16 章 二维和三维的非稳态流以及非等温分析 519
16.1 非耦合二维公式的建立 519
16.1.1 各向同性土中的非稳态渗流 519
液相偏微分方程 520
气相偏微分方程 520
16.1.2 各向异性土中的非稳态渗流 521
渗透系数的各向异性 521
液相偏微分方程 523
用有限单元法进行渗流分析 525
二维问题及其求解举例 528
水流通过土坝渗流举例 528
污水塘底下地下水渗流举例 530
水流通过层状土丘边坡渗流举例 542
16.2 三维固结耦合公式 553
16.2.1 本构关系 553
土结构 553
液相 554
气相 555

16.2.2 固结耦合方程 556
平衡方程 556
液相连续性 556
气相连续性 557
16.3 非等温流 557
16.3.1 气相偏微分方程 557
16.3.2 液相流体和蒸汽的流动方程 558
16.3.3 热流方程 559
16.3.4 大气边界条件 560
空气与液态水流的地面边界条件 561
水蒸气流的地表边界条件 561
热流的地表边界条件 563
附录 A 单位与符号 564
表 A.1 564
表 A.2 565
表 A.3 565
表 A.4 566
附录 B 应力状态变量的理论证明 568
B.1 非饱和土的平衡方程 568
B.2 总体平衡 569
B.3 独立相的平衡 570
B.3.1 水相的平衡 571
B.3.2 气相的平衡 571
B.3.3 收缩膜的平衡 571
B.4 土结构（亦即土粒排列）的平衡 575
B.5 应力状态变量的其他组合 576
参考文献 578
索引 596
著者简介 633

第 1 章　绪论

土力学是将工程力学同土的性质结合起来的一门科学。这种表达是广义的，可以涵盖各种不同类别的土。土可以是饱和的，孔隙中充满水，也可以是孔隙中还有它种流体（如空气）。经典土力学在其发展过程中将重点放到某几种土上，即饱和的砂、粉土和粘土以及干砂。土力学教科书均以这几种土为主要对象。然而，人们愈来愈认识到，必须将注意力放到更广、更多种类的土上。以某特种土及其有关问题作为主题的学术会议日益增多，便是这一认识的反映。

工程实践中可以遇到多种土，其性状并不符合经典饱和土力学的原理与概念。工程上难处理的土，通常都是由于存在不只两相所造成。性状与经典饱和土力学不一致的土，绝大部分是非饱和土。

土力学的研究领域可以分为以饱和土为对象和以非饱和土为对象的两大部分（图 1.1 ）.

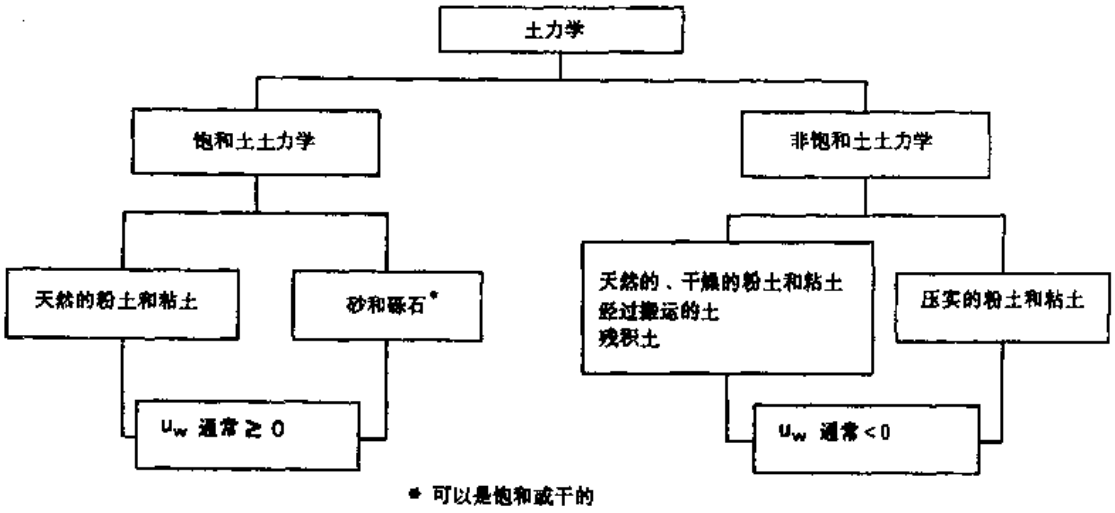


图 1.1　土力学的分类

将饱和土和非饱和土加以区分是必要的，因为两者在性质和工程性状上存在着根本差异。非饱和土具有多于两相的组成，其孔隙水压力相对于孔隙气压力而言是负值。靠近地表，处于较干环境中的土，一般都存在负的孔隙水压力并可能继续变干。

经过开挖、重塑和再压实的土，一般都是非饱和土。这类土的性状很难用经典土力学的概念加以解释。

地球表面广泛分布的天然地表沉积土大多是低含水量土。高塑性粘土在环境变化中形成一种土，称为膨胀土。土的收缩也可以造成同样严重的情况。松的粉土层，特别是在有荷载作用情况下，常常发生湿陷。在上述两种情况中，孔隙水压力原来都是负值，结果因为孔隙水压力增加而产生体积变化。

残积土近年来特别受到重视，这也是因为土中存在负的孔隙水压力而使它具有不同于一般的性状。曾经试图对残积土应用饱和土土力学的设计原理，但不成功。

通常定义非饱和土具有三相，即：（1）固体，（2）水，（3）空气。更确切地说，非饱和土中还有第四相存在，亦即水、气的分界面或所谓收缩膜（Fredlund 和 Morgenstern，1977）。关于考虑存在第四相的合理性和必要性将在本章后部讨论。空气的存在，即使很少量，也会使土成为非饱和土。以气泡形式存在的少量空气会使孔隙中的流体成为可压缩的。通常情况是，较大量的空气在土中形成连续的气相，这时孔隙气压力和孔隙水压力开始出现显著差别，从而使经典饱和土土力学的原理和概念不再适用。这些不同的条件将在本书中阐明。

1.1 气候的作用

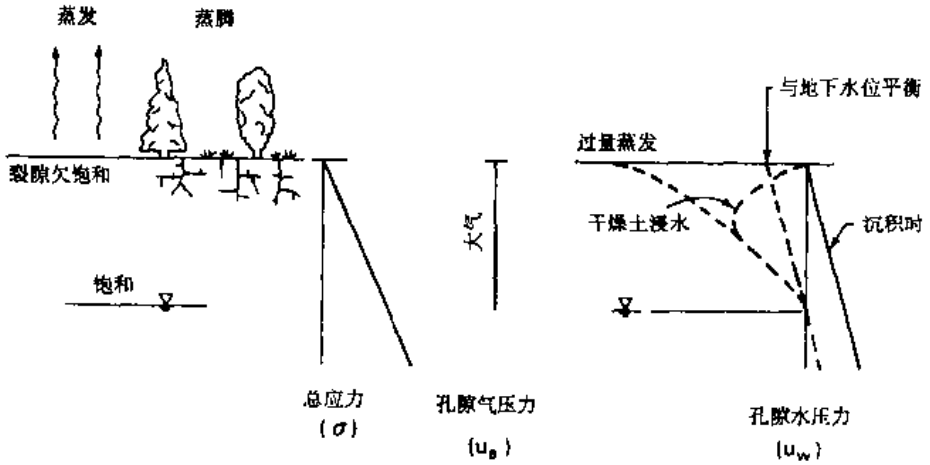


图 1.2 干旱过程中土内的应力分布

气候对土是饱和或非饱和起重要作用。水从地面蒸发或经由植物蒸腾而从土中逸出（图 1.2）。这种过程产生水从地面向上的流量。另一方面，降雨及其它形式的渗水造成进入土中的向下流量。土中的孔隙水压力状态主要取决于该局部地区这两种流量之差。

向上净流量使土体逐渐变干，龟裂，而向下净流量使土体最终成为饱和状态。地下水位的深度，除其它因素之外，主要受地面净流量的影响。与地下水位有关的静水压力线代表地面流量为零时的一种平衡状态。在干旱季节，土中的孔隙水压力负值要比静水压力线所代表的数值大，而在潮湿季节，情况则相反。

生长在地表的草、树木及其它植物，通过蒸腾作用对孔隙水施加张力而使土变干（Dorsey，1940）。大部分植物在到达其凋萎点之前能够施加 1～2 MPa（10～20 大气压）的张力于孔隙水上（Taylor 和 Ashcroft，1972）。蒸腾作用还造成土体的固结和饱和度降低。

施加于孔隙水的张力，作用在各个方向上，它很容易超过土中的侧限压力。出现这种情况时，由于饱和度降低引起的次生形态（即龟裂）便开始发生。

年复一年，土层经受不同的环境条件变化，从而造成孔隙水压力分布的变化，其结果引起土层的收缩和膨胀。由于环境变化，土中孔隙水压力随深度的分布曲线可呈各种不同的形状（图 1.2）。

地球表面很大面积是属于干旱区域。在这些区域，地面年蒸发量大于年降水量。图 1.3 表示世界上极干旱、干旱和半干旱的气候区域分布。这是 Meigs （ 1953 ）用 Thornthwaite 湿度指数（ Thornthwaite， 1948 ）进行分区的，将冷沙漠除外。 Thornthwaite 湿度指数小于-40 的均属干旱区域。地球表面约有 33 %属于干旱和半干旱区域（ Dregne， 1976 ）。极干旱、干旱和半干旱区域在北美洲的分布如图 1.4 所示。这些区域覆盖了从墨西哥湾到加拿大的北美洲西岸大部分地区。

在干旱及半干旱地区，地下水位通常较深。位于地下水位以上的土具有负的孔隙水压力。这些土由于大量蒸发和蒸腾作用而处于非饱和状态。气候变化对地表附近的土的含水量影响很大。浸湿时，孔隙水压力增加，渐趋正值。许多土浸湿时强烈膨胀。还有一些土浸湿时抗剪强度大大降低。暴雨引起的负孔隙水压力变化是造成许多滑坡的原因。地基承载力和土的回弹模量的降低也是与孔隙水压力的增加有关。上述现象表明，负孔隙水压力在控制非饱和土的力学性状方面起着十分重要的作用。

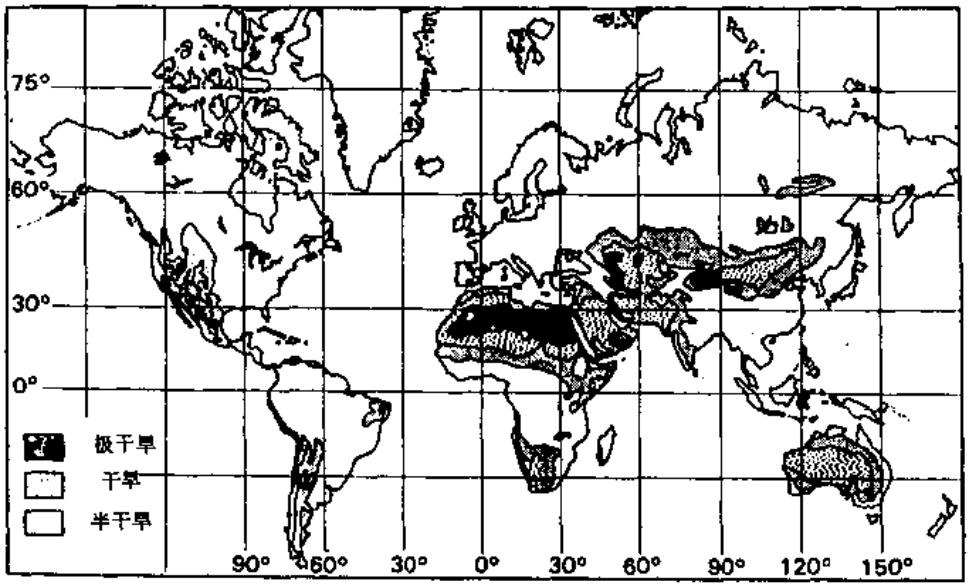


图 1.3 世界极干旱、干旱和半干旱区的分布（引自 Meigs，1953 和 Dregne， 1976 ）

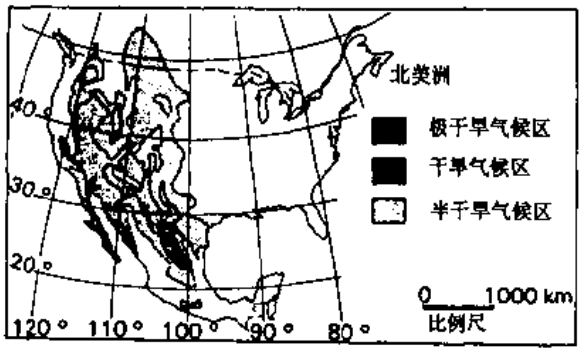


图 1.4 北美洲的极干旱、干旱和半干旱区（引自 Meigs， 1953 ）

1.2 问题的类型

非饱和土土力学所考虑的问题的类型同饱和土土力学相似。对所有非饱和土共同的问题是孔隙水的负压力。在涉及负孔隙水压力的各种问题中，迄今最受重视的是膨胀土问题。但本书将扩大可以应用非饱和土土力学的原理与概念的问题的范围。

下面列举若干类典型工程，说明岩土工程师可能提出的问题，并将在本书的各有关部分主要从理论角度对这些问题加以回答。

1.2.1 土坝的建造与运行

考虑建造一座碾压均质土坝。土坝从地面逐层（每层约 15 cm ）碾压填筑。压实土将具有 80%左右的起始饱和度。图 1.5 表示土坝修建到一半设计高度而又刚填上去一层土时的情况。这层土中的孔隙气压力大约等于大气压力，而孔隙水压力为负值，通常比零值绝对压力低得多。

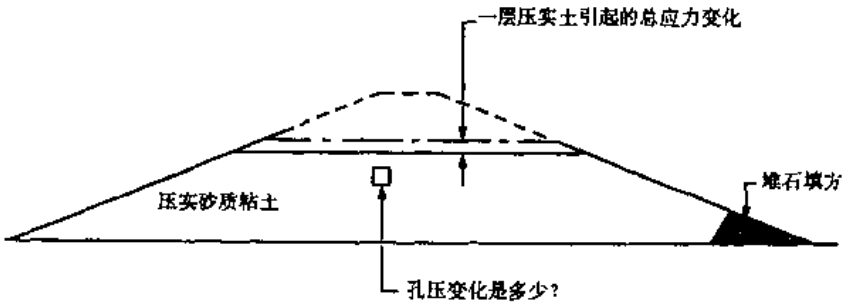


图 1.5 在部分建成土坝上面填筑土方引起的孔压变化

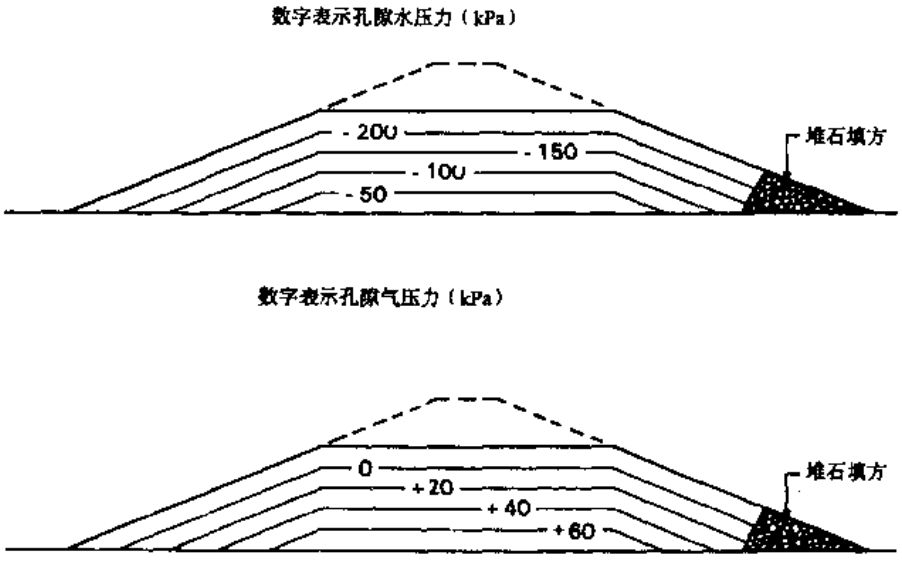


图 1.6 部分建成土坝中的典型孔隙水压力和孔隙气压力

土坝中靠下面的土，由于上面继续填筑而受压。每填一层均造成土坝中总应力的增加。加压引起孔隙气压力和孔隙水压力的变化。土坝的修筑速度一般较快，使土基本上是在不排水状况下发生体积变化。修筑过程中任意时刻的孔隙气压力和孔隙水压力可用等值线表示，如图 1.6 。

实际上，填筑过程中，孔压会有若干消散。孔隙气压力将消散到大气中去。孔隙水压力会受坝面蒸发和入渗的影响。所有孔压变化均将引起体积变化，因为应力状态变了。

可以提出许许多多问题，并可做出对岩土工程师有用的多种分析。在土坝修筑初期可以提出的若干问题有：

- 每层土填上去引起的孔隙气压力和孔隙水压力增值是多少？
- 孔隙气压力是否有重要意义？
- 工程师是否只需要关心孔隙水压力？
- 孔隙气压力增加会对土坝的稳定产生有利或不利的影响？假设孔隙气压力为零，是否会使计算得出的安全系数偏于保守？
- 空气溶解到水中以及随后从水中析出，其效果是什么？
- 孔隙气压力消散到大气中去，会比孔隙水压力达到平衡快得多吗？
- 由于总应力的变化和孔隙气压力、孔隙水压力的消散，估计会出现什么样的变形？
- 填筑过程中，气相和水相的边界条件是什么？

土坝建成后，水库开始蓄水，将使孔隙压力发生变化，如图 1.7 所示。这是在新的边界条件下的瞬变过程。可能提出的问题有：

- 一旦水库开始蓄水，与平衡过程有关的是哪些边界条件？
- 孔隙气压力和孔隙水压力将如何随时间变化？新的平衡条件是什么？
- 在总应力不变情况下，孔隙气压力和孔隙水压力的变化会引起进一步的变形吗？如果会，那么在到达稳定状态之前估计会有多少变形？
- 在水库蓄水、孔隙水压力逐渐趋向稳定过程中，土坝的极限平衡安全系数会有什么变化？

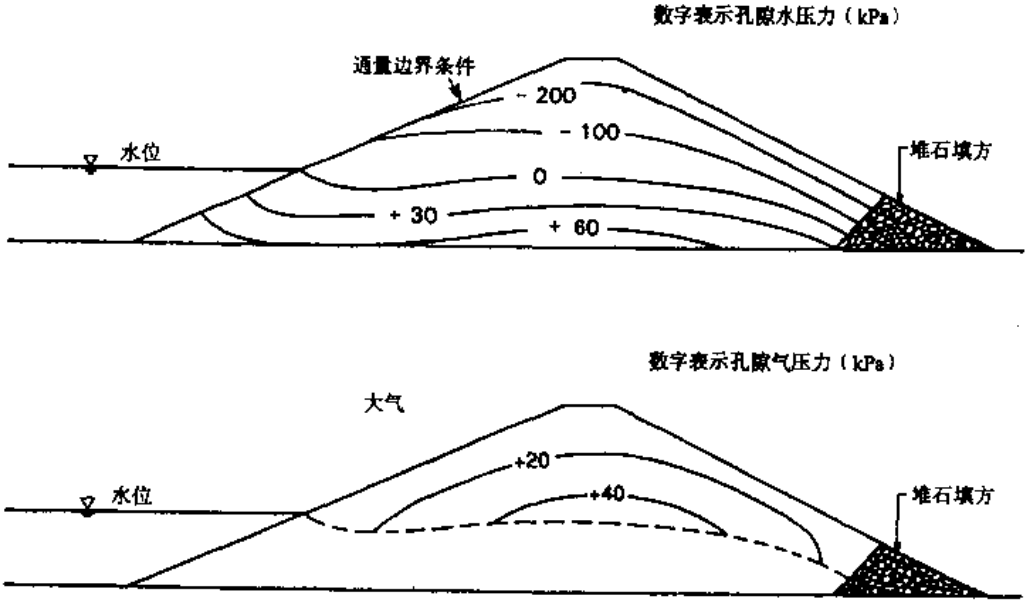


图 1.7 孔压部分消散及水库部分蓄水后的典型孔隙水压力和孔隙气压力

稳定状态建立之后，由于环境变化可能引出的问题有（图 1.8 ）：

- 在稳定状态下，水会越过浸润面流动吗？
- 长时间的干旱或潮湿季节会对坝中的孔隙压力产生什么影响？
- 长时间的干旱会使土坝产生龟裂吗？如果会，龟裂可能达多大深度？
- 长时间的降雨会使土坝整体或局部失稳吗？

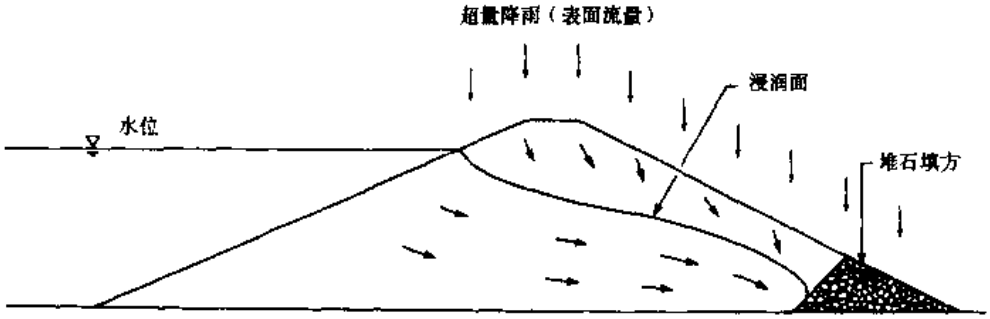


图 1.8 降雨对坝中稳定渗流的影响

上述所有问题的答案均涉及对非饱和土性状的了解，包括饱和-非饱和渗流、体变及抗剪强度变化。抗剪强度的变化可以用安全系数的变化来表达。所有这些问题同饱和土情况下可能提出的问题相似，但有一重要差别，即在非饱和土情况，环境变化引起的流量边界条件起重要作用。

1.2.2 环境条件变化情况下的天然土坡

天然土坡不断经受环境条件的变化（图 1.9 ）。工程师要确定土坡目前的稳定性，还要预测如果土坡的几何尺寸或环境条件发生变化时将出现什么情况。为此，需要钻孔，并取原状土样做试验。全部或大部分潜在滑动面可能都在地下水位以上。换言之，潜在滑动面可能通过具有负孔隙水压力的非饱和土。对这种情况可能提出的问题有：

- 几何尺寸的改变可能对孔隙压力状态产生什么影响？
- 连续长时间降雨会产生什么样的孔压变化？如何预估合理的孔压值？
- 潜在滑动面的位置可能因降雨而发生变化吗？
- 如果不考虑负孔隙水压力，对边坡稳定分析结果会有多大影响？
- 土坡的极限平衡安全系数随时间的变化将是什么样的？
- 孔压变化可能引起什么样的侧向变形？

对相对平缓的土坡，与上述相类似的问题同样值得注意。长时间连续降雨之后常常出现土坡表面坍滑。对这类破坏一般很少进行分析，其主要困难之一是地下水位以上土中的孔隙水

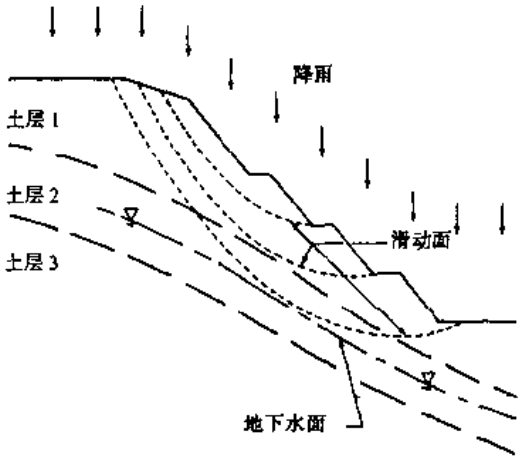


图 1.9 挖方对经历环境变化的天然土坡的影响举例

压力很难估计。

一般文献中较少提到的另一问题是土坡向下的缓慢蠕动。人们注意到，这种蠕动与季节性的环境变化有关。干湿及冻融循环是主要因素。要分析这类问题，必须对非饱和土的性状有所了解。

1.2.3 废料池下面土层中的水位变化

尾矿及工业废料通常被处理成浆液状而储存在低围堤里面（图 1.10）。在地下水位较深的地点修建这种废料池是比较理想的。地下水位以上土中有负孔隙水压力，土处于非饱和状态。通常认为，只要土中的孔隙水压力保持负值，就不会有多少液体从废料池向下流入土中。然而近年来发现，即使中间的土层仍处于非饱和状态，废料池下面的土层中的水位可能出现局部上升现象（图 1.10）。这就是说，即使保持负的孔隙水压力，相当数量的水和污染物仍然有可能在土层中移动。对这种情况，可提出下列问题：

- 如何模拟这类情况下的土中渗流？其边界条件是什么？
- 如何确定非饱和土的渗透系数？渗透系数是负孔隙水压力的函数，因此进行渗流分析时渗透系数是一个变量。
- 在试验室内，应使用什么仪器和方法来确定非饱和土的渗透系数？
- 污染物输移的数值模拟同非饱和土的渗流模拟如何结合起来？
- 如果在废料池底铺一层粘土衬砌，这对地下水位的局部上升起何作用？

1.2.4 竖直挖方的边坡稳定

修建基础或铺设管线时常常进行竖直或接近竖直的开挖（图 1.11）。众所周知，在湿的粉土或粘土中，竖直的挖方边坡可以保持一段时间不塌。挖方边坡稳定与否，取决于土的种类、挖方深度、张裂的深度以及降雨量及其它因素。如果挖方处于开敞状态的时间太长或遇到暴雨，边坡可能失稳而造成损害，甚至危及人命。

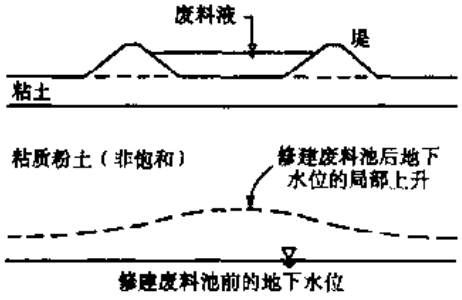


图 1.10 通过非饱和土的渗流引起废料池下面土层中的水位局部上升举例

上述挖方是指在地下水位以上、具有负孔压的土中进行的。开挖使孔隙水压力进一步下降。其结果，土的抗剪强度增加。但随着时间的推移，边坡中的孔隙水压力又逐渐增大，强度相应减小。孔隙水压力的增加是引起边坡失稳的主要因素。工程师往往将保证边坡稳定的责任推给施工人员。必须对非饱和土的性状有所了解，才能对这类问题做出正确的预测。可能提出的问题有：

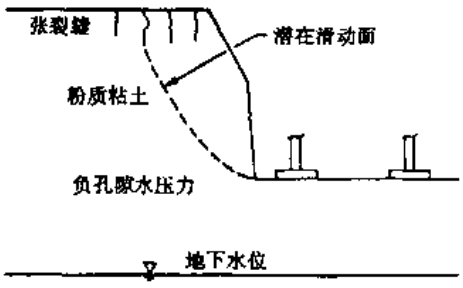


图 1.11 基础施工中近乎垂直的开挖面可能失稳的情况举例

- 挖方边坡能够保持多长时间不失稳？
- 如何进行挖方边坡的稳定数值分析？边界条件是什么？
- 上述分析中需用到土的哪些参数？
- 可做哪些现场监测，以察觉即将出现的失稳？吸力监测是否有用？

- 地面覆盖（如塑料薄膜覆盖）对挖方边坡的稳定有何作用？
- 临时支撑的作用如何？为保证稳定，需设置多少支撑？

1.2.5 侧向土压力

图 1.12 表示需要知道侧向土压力的两种情况。另一种情况是作用于桩顶地梁上的侧向土压力。假设在上述各种情况中，回填是比较干的压实粘性土。随着时间的推移，水可能渗入土中，使土在竖直及水平方向均发生膨胀。上述几个例子并不是好的设计方案，但可用于说明产生较大的侧向土压力的情况。

可能提出的问题有：

- 回填土浸湿，可能对竖直墙产生多大侧压力？
- 非饱和土的主动和被动土压力有多大？
- 侧向压力同土的“膨胀压力”之间有什么联系吗？
- 土的“膨胀压力”同被动土压力之间存在一定的关系吗？
- 如果回填土变成饱和状态，估计会有多大侧向位移？

1.2.6 浅基承载力

轻型建筑通常采用浅埋基础（图 1.13 ）。地基承载力可根据持力层土的无侧限抗压强度计算。地下水位在基础底面以下时，浅基础的施工很容易。在大多数情况下，地下水位比较深，基础底面以下土中存在负孔隙水压力。靠负孔压保持原状的未扰动土样可送试验室做常规试验。假设现场的孔隙水压力状况基本上保持不变，则土的无侧限抗压强度也将基本保持不变。在此假设基础上，采用较大的设计安全系数，便可计算地基承载力。

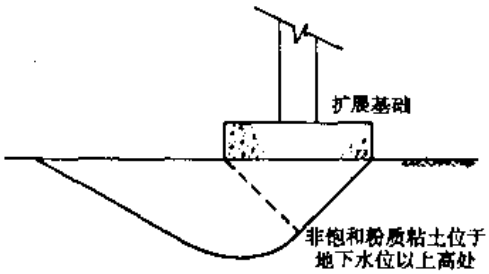


图 1.13 建造在具有负孔隙水压力土层上的轻型建筑的地基承载力情况

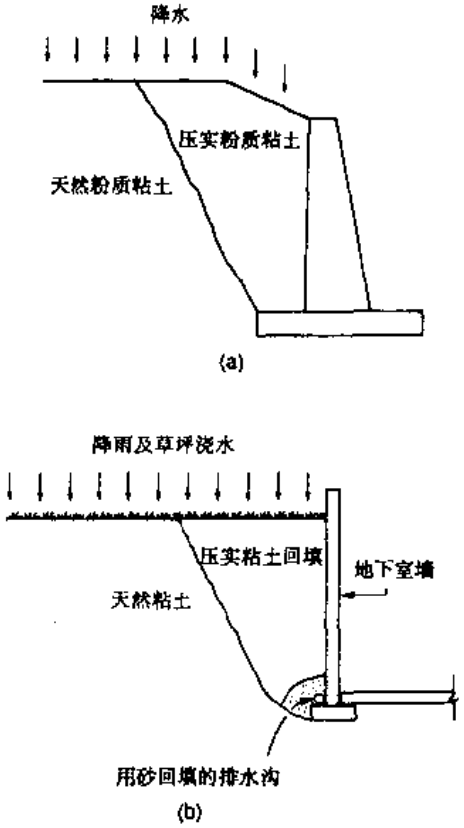


图 1.12 回填干土情况下产生侧向土压力举例。水渗入压实回填土后（a）作用于挡土墙上的侧向土压力；（b）作用于地下室墙上的侧向土压力

上述设计方法涉及具有负孔压的土。工程师在计算地基承载力时不大考虑负孔压是否能够长期保持不变，但在计算土坡稳定时却认为负孔压不可靠，不能考虑负孔压对土的长期抗剪强度的有利作用。这两种近乎相反的态度引出一个问题，即“负孔隙水压力随时间到底会有多大变化”？或者，更深入地问：“工程师对负孔隙水压力

的态度是否在很大程度上只是从处理起来方便或不方便来考虑”？这是一个值得探讨和辩论的问题。

与浅基础设计有关的问题还有：

·从地下水位以上土层中取出土样时，其孔隙水压力可能发生什么变化？

·现场土中的负孔隙水压力和低饱和度对测出的无侧限抗压强度有什么影响？对试验结果应如何理解？

·为确定地基承载力，是否做侧限压缩试验更能模拟非饱和土的强度？

·对房屋周围的草坪浇水，可能使地基强度降低多少？

1.2.7 膨胀土造成的地面隆起

对具有负孔压的土研究得最多的问题是预估由于膨胀土浸湿引起的地面隆起。道路或平房这类轻型建筑往往在完工之后由于周围环境发生变化而严重损坏（图 1.14 和 1.15）。环境变化可能是由于砍伐树木、剥除植被或对建筑物周围草地进行过量浇水所造成。常年发生体变的土层范围称为“活动层”。土的膨胀性愈大，造成的隆起量亦愈大。

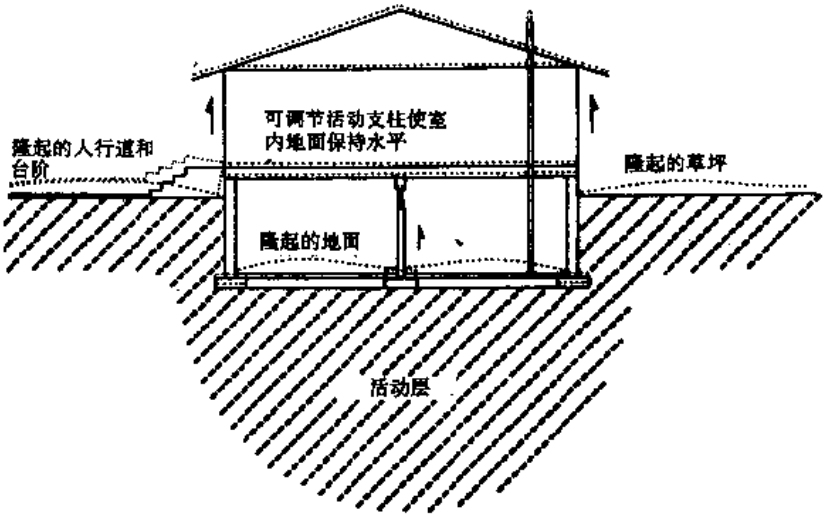


图 1.14 在膨胀土中采用浅基础建造房屋引起的土层位移（Hamilton，1977）

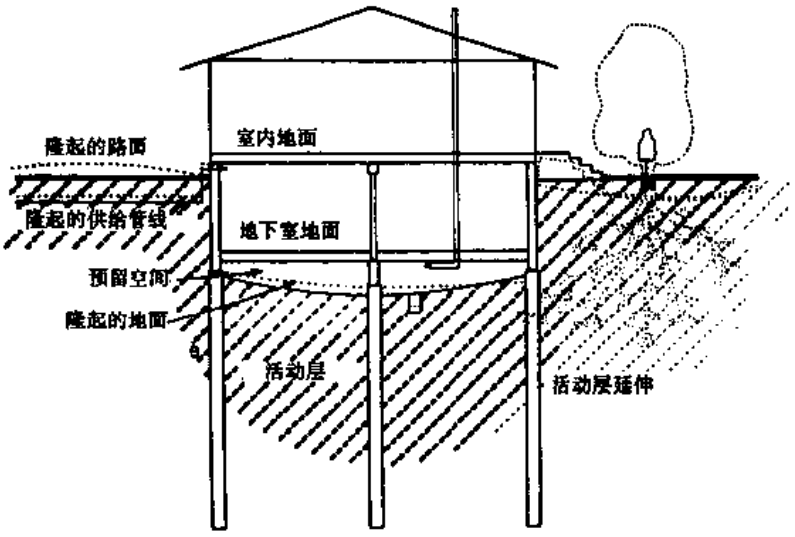


图 1.15 在膨胀土中采用桩基建造房屋引起的土层位移（加拿大岩土工程学会，1985）

通常的做法是，从地基上部土层中取原状土样，送试验室做一维压缩试验，根据试验结果对可能隆起量做定量分析。实践中采用的有多种试验及分析方法，与之相关的问题将在第13章讨论。其他一些有关问题还有：

- 如果土层完全淹没水下，估计会有多大隆起量？
- 如果土中的负孔隙水压力变为零或只有很小的负值，估计会有多大隆起量？
- 怎样合理假设孔隙水压力的最终应力状态？
- 基础施工前预浸湿或淹没土层将起什么作用？预浸湿需延续多长时间？停止淹没后地面可能如何继续变化？
- 在膨胀土上加压会起什么作用？加压能减少多少潜在隆起量？
- 围绕基础铺设不透水膜，将起什么作用？
- 一棵或多棵大树的存在，可能对基础造成多大变形差异？
- 有哪些令人满意的室内试验方法可用于测定膨胀土的膨胀性质？

1.2.8 湿陷性土

湿陷性土在许多方面表现与膨胀土相反的性状。湿陷性土和膨胀土均具有负的孔隙水压力。这两种土都是由于孔隙水压力增大而产生体积变形。但湿陷性土遇水产生的是压缩变形（体积减小）。一般认为，湿陷性土具有亚稳结构。

土的不稳定结构发生崩塌，可出现在天然或人工填筑的土坡中，也可出现在地基土中。有关湿陷性土的研究进行得不多，许多问题有待从理论和实践的观点加以解答：

- 对湿陷性土，应如何做室内试验？
- 对室内试验数据应如何解释并应用于实际问题？

1.2.9 非饱和土问题小结

以上举例表明，涉及非饱和土的许多实际问题，需要对土的渗流、体变和抗剪强度特性有所了解才能解决。实际上，非饱和土土力学的这三方面内容是相互关联并构成一体的。典型情况是，流量边界条件在饱和-非饱和土体中产生不稳定渗流，引起土的体积变化和抗剪强度变化。抗剪强度变化一般转化为安全系数变化。有时候，还需要确定土的其它体积-质量特性指标（如含水量、饱和度）的变化。

经典的一维固结理论在饱和土土力学中占有核心地位。固结理论预估总应力变化引起的孔隙水压力随深度及时间的变化。根据孔隙水压力变化可以预估体积变化。固结理论对非饱和土没有象对饱和土那么重要。施加总应力于非饱和土，会产生较大的瞬时体积变化，但随时间增加的体积变化较小。引起的孔隙水压力远小于施加的总应力。对非饱和土而言，其主要边界条件是流量变化，而不是总应力变化。尽管如此，固结理论对非饱和土还是有重要作用的，它帮助工程师理解复杂的机理，并使他对非饱和土的性状有一种定性的“直觉”。

1.3 非饱和土的典型地质剖面

地区的微气候条件是造成土层非饱和的主要因素。因此，非饱和土或具有负孔隙水压力的土可出现于任何地质沉积。非饱和土可以是残积土，也可以是湖相沉积或其他沉积。不过，具有负孔隙水压力的土类中有几种被人们研究得最多。下面举例说明这几种土的共同特征。

1.3.1 典型的热带残积土剖面

热带残积土在成份及其生成环境方面有它的特点。最明显的是它的微观结构在级配上随深度变化（ Vargas， 1985； Brand， 1985 ）。残积土的现场含水量通常大于它的压实最优含水量。其重度、塑性指数和压缩性一般比液限同它相近的温带土小，而强度和透水性则比液限相近的温带土大（ Mitchell 和 Sitar， 1982 ）。

有关土的性质和性状方面的经典概念大多是为温带土建立的，应用于残积土有一定困难。工程师逐渐认识到，残积土通常具有负孔隙水压力，室内试验中出现的大部分不正常性状同土中的吸力变化有关（ Fredlund 和 Rahardjo， 1985 ）。

图 1.16 （ Little， 1969 ）所示的是典型的热带残积土深层剖面。分层界面一般很难明确确定。对这类土曾提出过多种以风化程度及工程特性为主要依据的分类法（ Deere 和 Patton， 1971； Tuncer 和 Lohnes， 1977； Brand， 1982 ）。

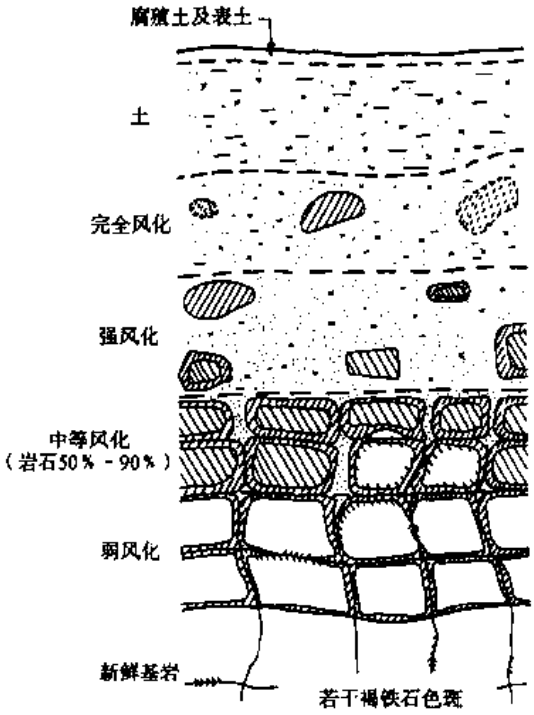


图 1.16 典型热带残积土剖面示意图
（引自 Little， 1969 ）

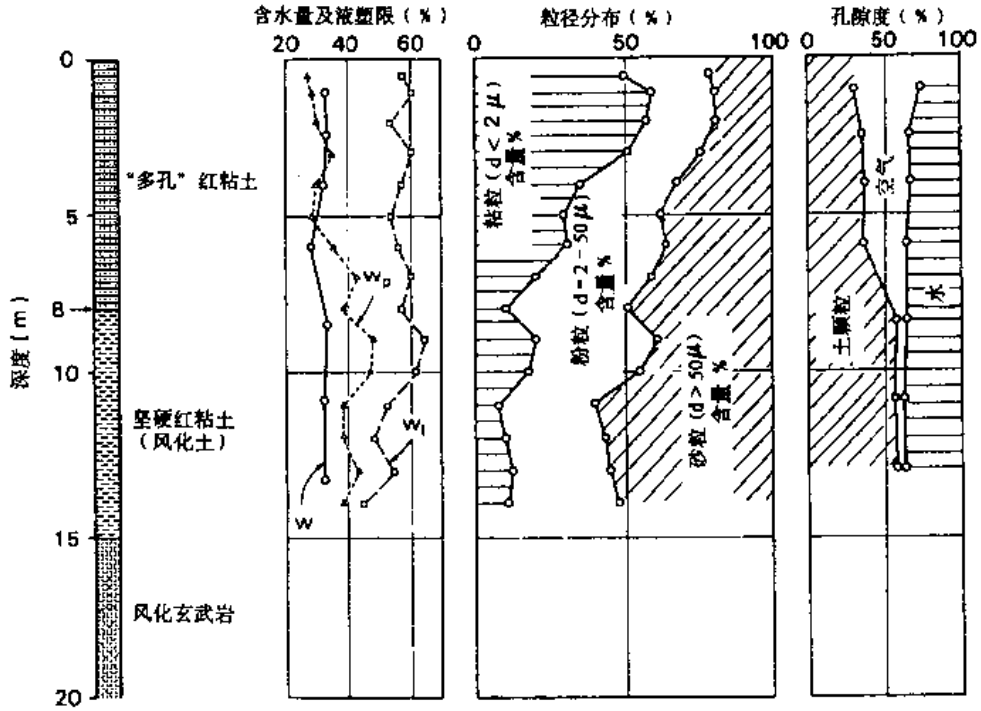


图 1.17 巴西 Londrina 附近由玄武岩生成的多孔风化土（引自 Vargas， 1985 ）

含有颗粒状土的完全风化或强风化土层，仍保持母岩结构的，称为风化土。如果土层同

母岩基本上已无相似之处，则称为红土或残积土。

图 1.17 表示巴西一种由玄武岩生成的风化土的剖面及其性质（ Vargas， 1985 ）。该地区夏季炎热而潮湿，冬季温和而干旱，年降雨量小于 1500 mm 。结构疏松，甚至不稳，一旦遇水饱和则发生塌陷。土层处于非饱和状态，其现场孔隙水压力为负值。

1.3.2 典型的膨胀土剖面

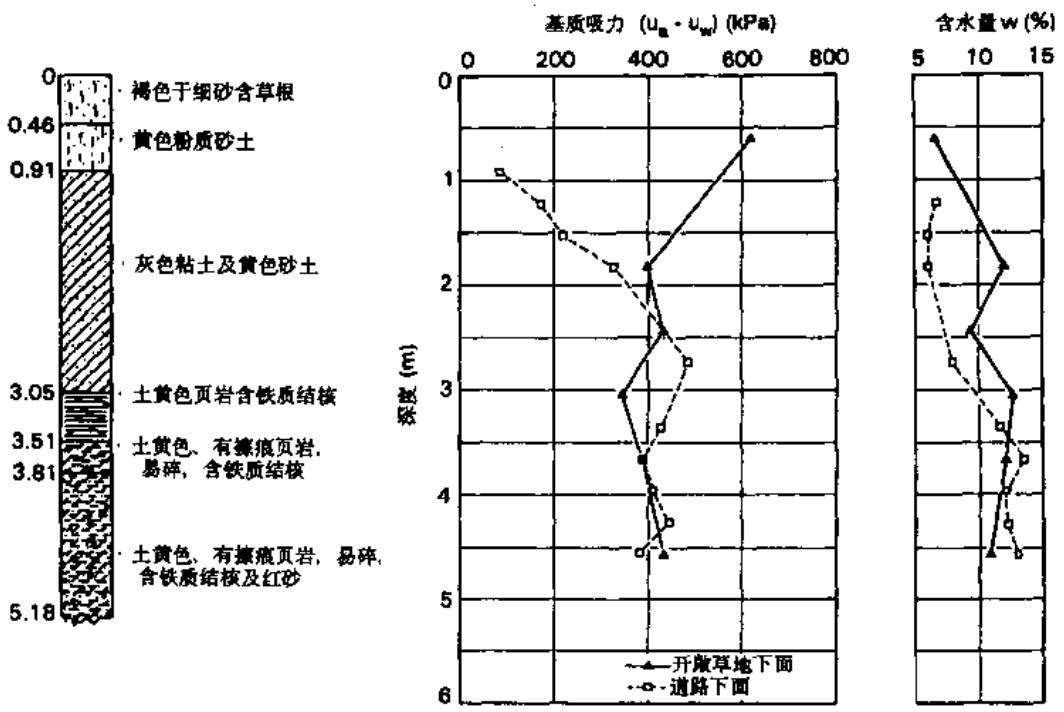


图 1.18 南非 Welkom 地方的土层剖面描述及其吸力、含水量变化曲线（引自 de Bruijn， 1965 ）

膨胀土的范围很广，从湖相沉积到页岩，都有可能是膨胀土。一般说来，膨胀土都具高塑性（高液限）而较坚实。这种描述虽是典型的，但并非没有例外。膨胀土的特性在经受季节性环境变化的地表附近表现得最为明显。起始孔隙水压力是负的，土通常处于非饱和状态。一般均含有若干蒙特石粘土矿物。吸附在粘土矿物上的单价阳离子（如钠）愈多，土的膨胀性也就愈大，问题也就愈严重。

膨胀土及其有关工程问题在许多国家均有报导。南非是最早开始研究膨胀土的国家之一。图 1.18 所示的是南非 Welkom 附近的膨胀土典型剖面及其含水量、吸力数值。这一地区的地基基础问题是有名的，房屋、道路遭受严重损坏（ be Bruijn， 1965 ）。

从图 1.18 可以看出，页岩上面有粘土和砂层。低含水量和高吸力使土遇水剧烈膨胀。数据表明，在有覆盖的道路下面，比在开敞的空地下面，土具

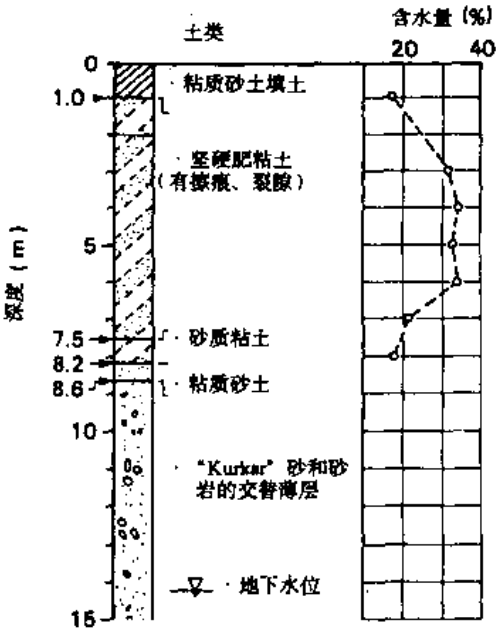


图 1.19 以色列特拉维夫附近的膨胀土剖面（引自 Katzir， 1974 ）

有较大的湿度和较小的吸力。

图 1.19 所示的是以色列特拉维夫附近的膨胀土剖面（ Katzir， 1974 ）。挖方上部 8 ～ 10m 是高塑性、有擦痕的裂隙粘土。地下水位深 14 m 。上面部分的液限为 60 %，塑限为 25 %，缩限为 11 %。这些是膨胀土的典型性质。

加拿大西部的广大地区覆盖着具有膨胀性的前冰期湖相粘土沉积。 Saskatchewan 省的 Regina 市位于半干旱地区，年降雨量约 350 mm ，该市的典型土层剖面如图 1.20 所示（ Fredlund， 1973 ）。液限平均值为 75 %，塑限平均值为 25 %。缩限为 15 %左右。这种湖相粘土沉积属于钙蒙脱土类。这一带的浅基房屋通常在竣工后要发生 50 ~ 150mm 的升降位移。

上述几种典型地质剖面在世界许多地区均能遇到。其共同特征是，天然含水量低，孔隙水压力为负值。从一个季节到另一季节，土随着环境条件的变化而不断膨胀、收缩。

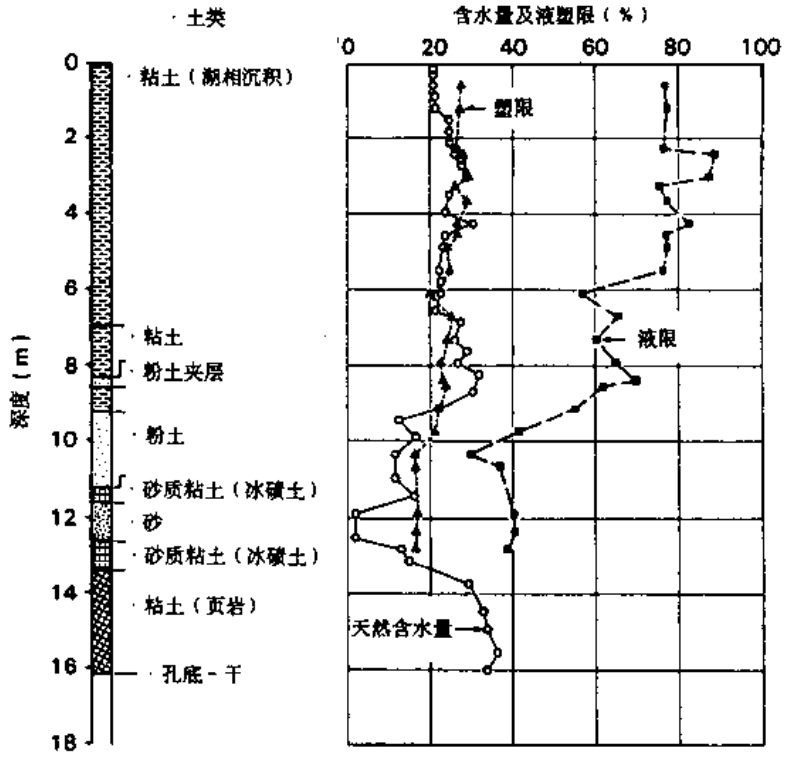


图 1.20 加拿大 Regina 地方的膨胀土剖面（引自 Fredlund， 1973 ）

1.4 非饱和土土力学的需要

土力学的成功应用在很大程度上归功于工程师能够将观察到的土的性状同应力状态联系起来。这种能力使科学能够转化为工程实践。对饱和土而言，确实如此，但对非饱和土就不是这种情况了。将经典土力学扩大应用于非饱和土有困难。有关非饱和土的研究大多带有经验性质。

可能有人问：“为什么没有建立和发展适用于非饱和土的实用科学”？不经心的回答将是，这种科学并不需要。然而，只要想到膨胀土所造成的问题就知道事实并非如此。据 Jones 和 Holtz （ 1973 ）报导，仅在美国，“每年由于土的胀缩对房屋、道路和管线造成的损害达

23亿美元，比水灾、台风、龙卷风和地震所造成的损害加在一起还要多一倍以上”！他们还报导，美国新盖的房子，有60 %在其使用寿命中发生小损坏，10 %发生大损坏——有些甚至无法修复。

1980年，Krohn和Slosson估计，由于膨胀土对各类建筑物造成损害，美国每年要消费70亿美元。Snethen（1986）写道：“很少人听说过膨胀土这个名词，更少人知道膨胀土造成的损害规模，但实际上有五分之一的美国家庭住在这种土上面，并且每个州都有膨胀土问题。膨胀土曾经被称为‘隐蔽的灾难’，它虽然不至于造成人员伤亡，但从经济上来说，它是美国付出最大代价的自然灾害之一”。世界上其他许多国家也有同样问题。Hamilton（1977）写道：“在加拿大和美国，体积剧烈变化的粘性土地基对建造在浅基础上房屋造成最严重的自然灾害。单单在加拿大Prairie地区的各省，就有一百万以上的加拿大人住在高膨胀性土层上面”。

看来，世界大多数国家都有膨胀土问题。许多国家，如澳大利亚、阿根廷、缅甸、中国、古巴、埃塞俄比亚、加纳、英国、印度、伊朗、以色列、肯尼亚、墨西哥、摩洛哥、南非、西班牙、土耳其和委内瑞拉等都在国际学术会议上报导了他们遇到的膨胀土问题。一般说来，气候愈干旱，问题愈严重。曾经举行过一系列讨论膨胀土问题的学术会议：

1）第一届膨胀土研讨会，南非（1957）。

2）在美国Colorado州举行的膨胀土研讨会（1959）。

3）土的孔隙压力与吸力学术会议，伦敦（1960）。

4）第一届国际膨胀土会议，美国得克萨斯（1965）。

5）土中的水分平衡与湿度变化研讨会，澳大利亚（1965）。

6）第二届国际膨胀土会议，美国得克萨斯（1969）。

7）第三届国际膨胀土会议，以色列海法（1973）。

8）第四届国际膨胀土会议，美国科罗拉多（1980）。

9）第五届国际膨胀土会议，澳大利亚（1984）。

10）第六届国际膨胀土会议，印度新德里（1987）。

11）第七届国际膨胀土会议，美国得克萨斯（1992）。

对压实土、湿陷性土和残积土，也需要有可靠的工程设计。湿陷性土的初始密度通常较低。它可能承受荷载，也可能不承受荷载，但往往会受水浸。水使土中的孔隙水压力增加，造成土的体积减小。这一过程同膨胀土中发生的过程相似，但体积变化的方向相反。最近，许多国家都报导了湿陷性土的事例。例如，Johnpeer（1986）报导了在美国新墨西哥州发生的湿陷实例。污水处理池渗漏常常是造成土体湿陷的原因。

在有残积土陡坡的居民区，因灾难性滑坡而丧失许多人命的事故时有发生。广泛报导的香港Po-shan滑坡造成了67人死亡便是一例（事故调查委员会，1972）。南美及其他一些国家也有类似问题的报导。

这类问题通常出现在地下水位较深的残积土中。靠近地表的土具有负孔隙水压力，这对保持土坡稳定起重要作用。但连续暴雨可能使较大深度范围内的孔隙水压力增大，从而造成土坡失稳。出现滑坡时，滑动面上的孔隙水压力可能是负值，也可能是正值。

为什么还没有发展适用于非饱和土的应用科学，看来有两个主要原因（Fredlund，1979）。首先是缺乏适宜的理论基础。由于不完全理解工程问题的实质，因而无法从理论上去求得解答。对应力状态、作用机理及必须测定的土性等均了解不够。进行分析所需的边界

条件通常与环境有关，而这又是难于预估的。研究工作基本上尚停留在经验性阶段，缺乏连贯性和综合性。工程师之间沟通不够，设计方法得不到普遍接受和广泛采用。

其次，看来缺少一种机制使工程师的工作能够得到合理的经济回报。例如，对膨胀土问题，许多时候，相对于所得的报酬，工程师担负的责任太大了。承办其他方面工作，经济上要有利得多。资方往往认为所付费用超过了可能承担的风险。由于通常没有人员伤亡的威胁，政府机构对膨胀土问题不太重视。虽然出了问题主要是资方的事情，但避免出现问题是工程师的主要职责。

适用于非饱和土的科学技术无疑是需要的。这种技术必须是：（1）实用的，（2）用起来不太昂贵，（3）有坚实的理论基础，（4）在概念上与传统饱和土力学并行不悖。

1.5 本书的内容范围

本书讨论的领域是非饱和土的土力学。编写时，力图涵盖与土力学有关的所有问题。用到“非饱和土”这个术语时，作者指的是具有负孔隙水压力的土。

岩土工程的问题有三大类别：（1）水在多孔介质中的流动，（2）抗剪强度和（3）体变特性。在经典饱和土力学书籍中已有的内容，本书中将不重复。本书应当用于帮助岩土工程师了解专门适用于非饱和土的土力学概念。在提出和介绍这些概念时，作者尽量使它们表现为经典饱和土力学的简单合理延伸。粘土矿物学和土的物理化学特性等知识对于了解土为什么有某种性状十分重要，但在本书中就不作介绍了，读者可参考这方面的有关著作（Yong 和 Warkentin，1966；Mitchell，1976）。

大多数土力学问题均同土的三个主要特性（或其中一、二个特性）有关。这三个特性是：（1）渗透系数，（2）抗剪强度参数，（3）体变参数。本书对每个特性均用三章进行介绍，即：（1）与该特性有关的理论，（2）该特性指标的测定，（3）该特性指标的应用。第5、6、7三章分别介绍与气体、液体流动有关的理论、测定方法及工程应用。第9、10、11三章分别介绍与抗剪强度有关的理论、量测与应用。第12、13、14章分别介绍与体变有关的理论、量测与应用。各种试验需用的仪器及试验方法均在“量测”章中介绍。

本书着重介绍用于描述非饱和土性状的应力状态变量（第3章），所用篇幅是同这个基本概念的重要性相适应的。第4章描述可用于量测土中吸力的技术和设备。这是一个正在继续研究中的领域，本书尽量介绍这方面的最新进展，包括总吸力、基质吸力和渗透吸力的量测。

孔压参数的概念、理论和应用在第8章介绍。孔压参数涉及土的本构关系与土的三相关系（第2章）的结合，用于预估在不排水条件下由于施加总应力所引起的孔隙气压力和孔隙水压力的变化。

固结理论以及非稳定流分析均将土的体变特性同渗流规律结合起来。第15章介绍一维固结理论，第16章介绍二维、三维非稳定流分析。

本书的主要目的是综合介绍有关非饱和土性状的各种理论。理论推导部分介绍得比较详细，因为非饱和土性状是一个较新的研究领域，许多推导一般不容易找到。工程实例十分需要，相信今后会有更多这方面的报导。理论分析与工程实例密切相关，希望本书提供的理论基础能对工程师有所裨益。

1.6 非饱和土的相

非饱和土是多相混合体。确定土由几个相组成具有重要意义，因这它对如何确定土的应力状态有影响。首先，需要明确相的定义。根据下面所述的相的定义，非饱和土应认为是由四相组成，而不是通常说的三相。我们认为，除了固相、气相和液相之外，非饱和土中的水-气分界面应看作是另一独立的相，称之为收缩膜。其理由将在下面叙述。

1.6.1 相的定义

混合体的一部分要成为独立的相，必须满足两个条件：（1）具有与相邻物质不同的性质，（2）具有明确的分界面。饱和土由两相（即土粒和水）组成，这很容易理解。在非饱和土中，空气成为另一独立的相，这也可以理解。这几个相（即土粒、水和空气）均满足上述相的条件。

相的状态可能发生变化，如水冻结成冰，冰脱离水，成为一个独立的相。然而，更重要的是需要研究一下水-气分界面的性质和范围。

1.6.2 水-气分界面或收缩膜

收缩膜的最显著特性就是它能够承受拉力。它在张力作用下象弹性薄膜那样交织于整个土的结构中。收缩膜的大部分性质均有别于相邻的水相（Davies 和 Rideal，1963）。例如，其密度较小，热传导较大，其双折射数据同冰相似。从液态水转化为收缩膜的过程是明显而突变式的（Derjaguin，1965）。令人感兴趣的是，有些昆虫如“水蜘蛛”能够在收缩膜顶面行走，而有些昆虫如“仰泳者”能够在收缩膜底面行走（Milne 和 Milne，1978）。如果不是有收缩膜的话，“水蜘蛛”会掉入水中，而“仰泳者”会冲出水面（图 1.21）

将非饱和土视作四相体，有利于对土单元进行应力分析（Fredlund 和 Morgenstern，1977）。可以这样看待，非饱和土中有两相（即土粒和收缩膜）是在外加应力梯度作用下达到平衡，而另外两相（即空气和水）是在外加应力梯度作用下产生流动。

从体积-质量关系看，可将非饱和土当作三相体，因为收缩膜的体积很小，其质量可视作水的质量的一部分。但将其作为多相连续体进行应力分析时，应将水-气分界面当作独立的相看待。

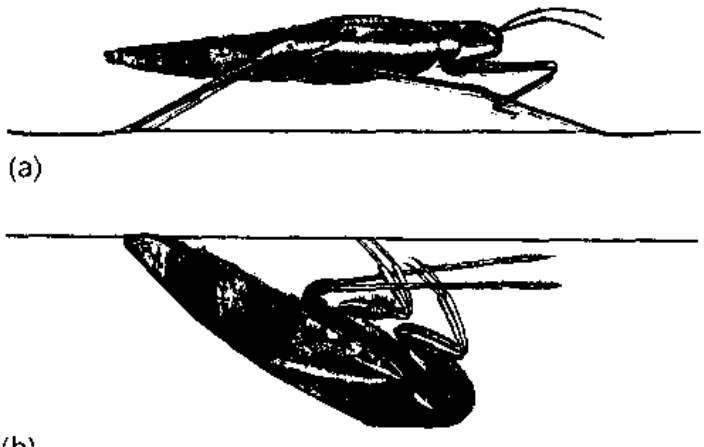


图 1.21 生活在收缩膜顶面及底面的昆虫（a）水蜘蛛；（b）仰泳水蜘蛛（引自 Milne 和 Milne，1978）

岩土工程师熟悉收缩试验的做法，即让一小块土样在大气中逐渐变干。作用于土样上的总应力保持为零，而土样的体积逐渐缩小。试验过程中，负孔隙水压力不断增大，收缩膜（水-气分界面）象一张薄的橡皮膜那样将土颗粒拉在一起。

1.7 术语与定义

发展非饱和土土力学这门学科可以有多种途径，从完全以经验为基础的经验途径到以颗粒力学或量子力学为基础的理论途径。贯穿于本书中的是一种宏观的、现象学的途径，也就是说，以连续介质力学原理为基础，围绕可观察到的现象对土的性状进行研究。实践证明，这一途径用于发展饱和土土力学取得了很大成功。发展非饱和土土力学时也应该采用这个途径。作者尽量使饱和与非饱和之间在理论基础上合理衔接。

作者不主张在非饱和土土力学中采用新的变量和术语。但饱和土土力学已有的术语不够用，只好在非饱和土土力学中增加一些术语，这些术语常见于连续介质力学而且是被广泛接受的。它们的定义符合热动力学原则：

（1）**状态** 描述系的特征所需的非材料变量。

（2）**应力状态变量** 描述应力状态特征所需的非材料变量。

（3）**变形状态变量** 描述变形状态特征或对初始状态的偏离所需的非材料变量。

（4）**本构关系** 表明状态变量之间关系的单值方程。

物理及电子学国际辞典（Michels，1961）将状态变量定义为：

“个数有限的一组动力学变量，如压力、温度、体积等，它们足够描述或确定系在所考虑情况下的状态。”

Fung（1965）是这样描述系的状态的：“为一定的目的，完整描述系的特征所需要的信息。”弹性体的典型状态变量包括描述其应变场、应力场及其几何特征的变量。状态变量必须与材料的物理性质无关。

另一方面，本构关系是将一个状态变量同另一个或几个状态变量联系起来的单值表达式（Fung，1969）。应力-应变关系是描述材料力学性状的一种本构关系，其中含有反映材料性质的弹性模量和泊松比。理想气体公式表述压力与密度、温度的关系，这也是一种本构关系，其中反映材料性质的是气体常数。对非粘滞流体、牛顿粘滞流体以及纯弹性固体，已建立有简单的、理想的本构关系式（Fung，1969）。

联系应力状态变量的其他本构关系还有抗剪强度公式和孔压参数公式。反映应力状态变量与变形状态变量之间关系的本构关系有：应力-应变关系式、应力-体变关系式以及土-水特征曲线。从上述定义可清楚看出，系的物理性质是系的本构关系的组成部分，它不应当成为应力状态描述的组成部分。Matyas 和 Radhakrishna 在 1968 年便主张采用上述概念。

1.8 历史发展

1936 年召开的第一届国际土力学与基础工程会议为建立饱和土土力学的原理与公式提供了论坛。这些原理和公式在随后几十年的研究工作中始终起着关键性的作用。在同一会议上，也讨论了有关非饱和土性状的许多论文。但遗憾的是没有出现适用于非饱和土的类似一套原理和公式。在随后岁月中，非饱和土方面的科学与技术发展缓慢（Fredlund，1979），一直到 50 年代后期，解释非饱和土性状的若干概念才在英国帝国大学进行的研究工作中建立起来（Bishop，1959）。Lytton（1967）在美国进行的研究，为保证对非饱和土性状的理解是

建立在可靠理论基础上做出了贡献；也就是说，所有理论都同连续体力学中提出的原理相一致。下面是有关非饱和土知识的早期发展简史。非饱和土的早期研究工作大多同水在负孔隙水压力区域内的流动（亦即毛细水流动）有关。

在30年代进行大规模城市建设的时候，兴建了大量与城市建设有关的灌溉工程和交通工程。使土木工程师感到困难的第一个问题就是地下水位以上土体中的水的流动。使用了“毛细作用”这个术语来描述水从地下水位向上的流动。采用这个术语是因为这种流动同水在毛细管中的运动相似。Hogentogler和Barber（1941）举了几个例子。第一个例子（图1.22，a）是，坝的不透水心墙顶面高于水库水位，但水能向上越过心墙流动，造成沿下游坝面的渗流问题。第二个例子（图1.22，b）是截水沟没能有效截止地下水的流动。毛细水的冻融造成土坡失稳和路基破坏。这些问题引发了对土中毛细水流动的研究，至少长达20年。

在1936年的国际会议上，Ostashev提出了两篇有关土中毛细作用的论文。他举出影响毛细水流动的许多因素，其中包括孔隙水压力和毛细作用力，并认为可用傅立叶热流方程模拟毛细水的流动。在同一会议上，Boulichev（1936）提出两种仪器可用于量测毛细压力和水在土中的毛细上升高度。

Hogentogler和Barber（1941）试图综合评述毛细水的性质，他们认为毛细水的流动同细管中的毛细上升公式是一致的，并制作了毛细管仪来研究土中的毛细现象。毛细管仪是在1896年提出的用于研究石灰和水泥浆的Bartell仪的基础上改制而成的。毛细管仪测定土的进气值，它成为过去几十年用于研究土的毛细作用的主要仪器。

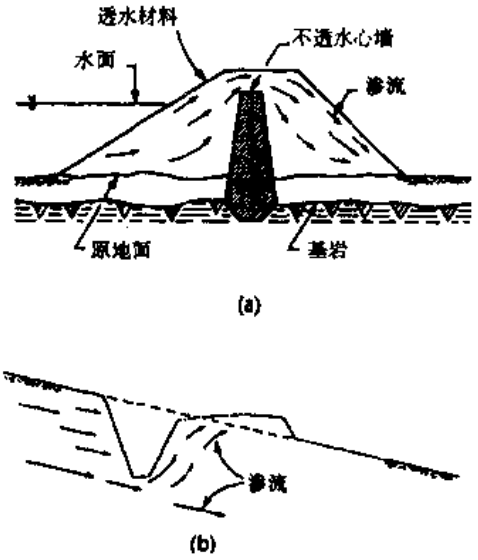


图1.22 现场非饱和渗流现象举例（a）具有不透水心墙的土坝-虹吸效应；（b）路边山坡截水沟（引自Hogentogler和Barber，1941）

毛细水流动的现象可用烧杯和装满砂的U形管说明，如图1.23所示。Hogentogler和Barber（1941）对毛细水流动是这样评述的：“...可以认为，这类毛细水流动是严格符合公认的表面张力、重力和水力学原理的.....”。他们认为，非饱和土的强度在很大程度上受毛细水中的应力状态的影响，而毛细水中的应力状态又同蒸腾以及土层上面空气的相对湿度有关。他们建议在实践中，可以利用“毛细饱和的稳定效应”来稳定开挖面。看来，这些学者已经相当完善地发展了与负孔隙水压力有关的概念及其实际应用。

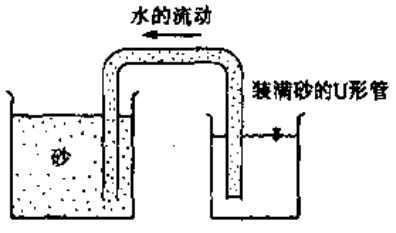


图1.23 用于演示砂中毛细水流动现象的烧杯和填砂U形管（引自Hogentogler和Barber）

Terzaghi（1943）在他的著作“理论土力学”中总结了Hogentogler和Barber（1941）的工作，并对他们提出的有关毛细管模型的概念表示赞同。他强调了水-气分界面对土的性状的重要影响，并推导得出在土的孔隙度 n 和渗透系数 k 假设不变情况下，毛细水上升一定高度所需时间的计算公式：

$$t=\frac{nh_c}{k}\left[\log\left(\frac{h_c}{h_c-z}\right)-\frac{z}{h_c}\right] \qquad (1.1)$$

式中

t ——时间；

n ——孔隙度；

h_c——最大毛细上升高度；

z——时间 t 内上升的地下水位以上的垂直距离。

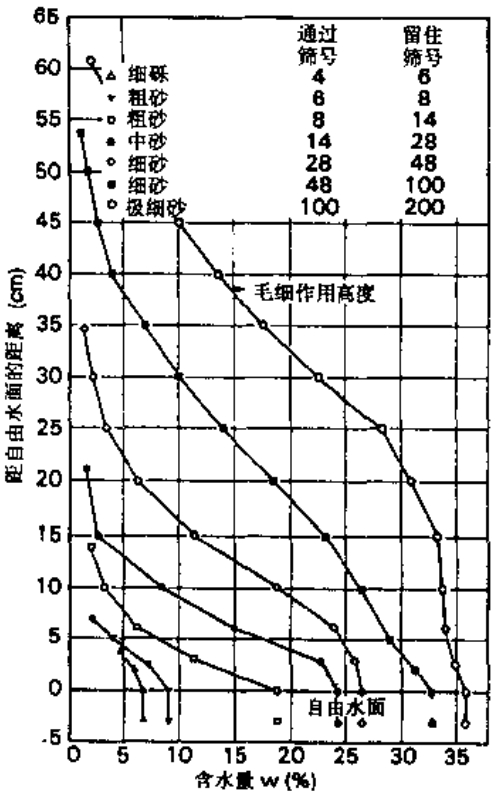


图 1.24 不同粗细砂土中的毛细水分布（引自 Valle-Rodas， 1944 ）

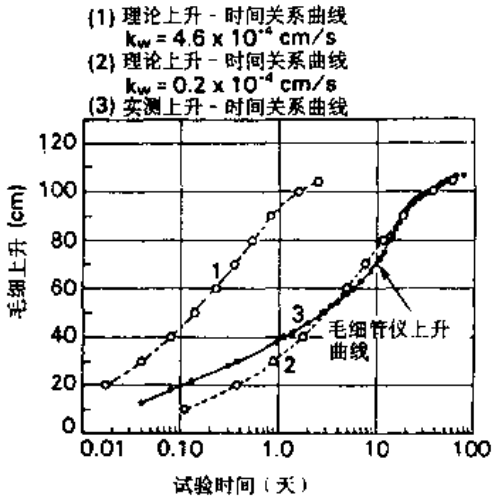


图 1.25 毛细上升高度与时间关系曲线--实测值与理论计算值的比较（引自 Lane 和 Washburn， 1946 ）

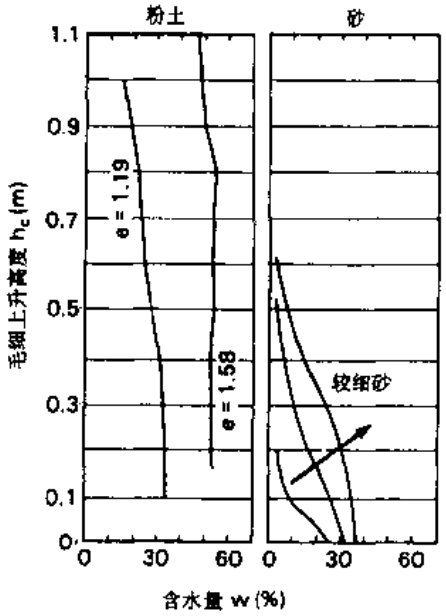


图 1.26 粉土和细砂的毛细上升试验（引自 Krynine， 1948 ）

Valle-Rodas （ 1944 ）用均匀砂做了开口管试验和毛细管仪试验。在开口管试验中，砂装在一端浸没水中的玻璃管内。试验结果表明，在毛细区内砂的含水量不同（图 1.24 ），而且相应于浸润过程和相应于干旱过程的含水量不同。

Lane 和 Washburn （ 1946 ）用无粘性土（范围从粉土到砾石）进一步做了开口管试验和毛细管仪试验。结果表明，测得的毛细上升高度同用 Terzaghi 毛细升高公式计算得出的数值基本一致。但用于计算毛细上升速度的 Terzaghi 公式（式 1.1 ），看来对毛细上升速度估计快了（图 1.25 ）。他们认为，差异主要是因为毛细区内的渗透系数不是常数而造成的。从图上可以看出，采用较低的渗透系数值将使二者比较一致。 Krynine （ 1948 ）重新分析了 1934 至 1946 年间做的许多毛细试验结果后得出了相似的结论。他的成果总结见图 1.26 。

Sitz （ 1948 ）指出，毛细水可以上升到地下水位以上大于 10 m 的高度。他建议将毛细水区分为重力毛细水和分子毛细水，认为重力毛细水具有与普通水相似的性质，而分子毛细水则具有不同于普通水的独特性质，最主要的一点是它能够承受很大拉应力而不发生空蚀或

沸腾。

Bernatzik （ 1948 ）观察到水-气弯液面会使土的强度增加。他建议做土样的无侧限压缩试验来研究毛细张力作用。

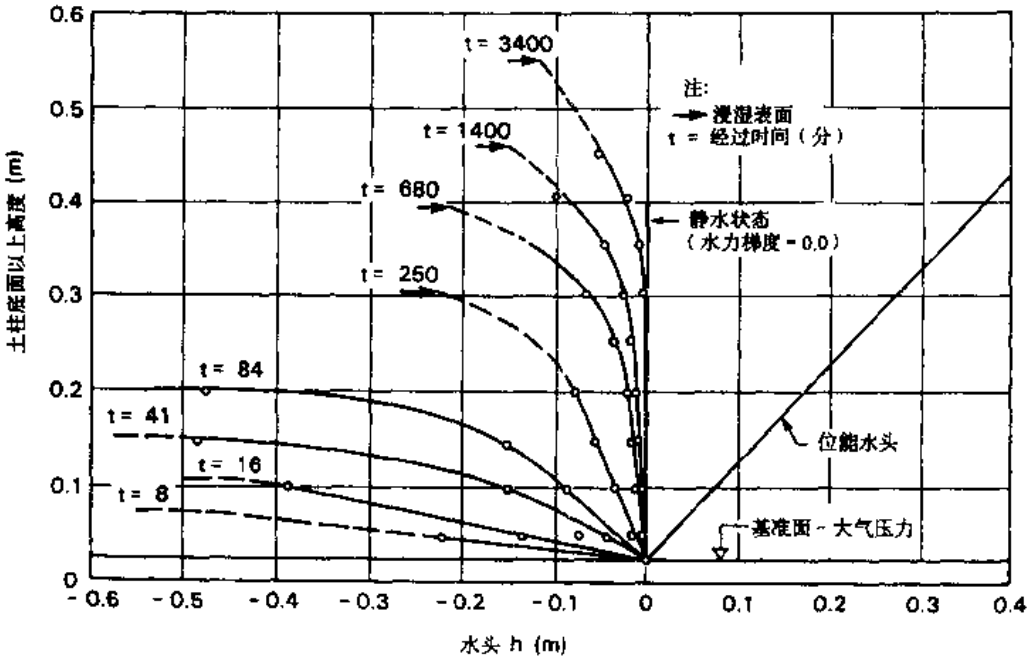


图 1.27 毛细上升试验典型数据（引自 Lambe， 1951a ）

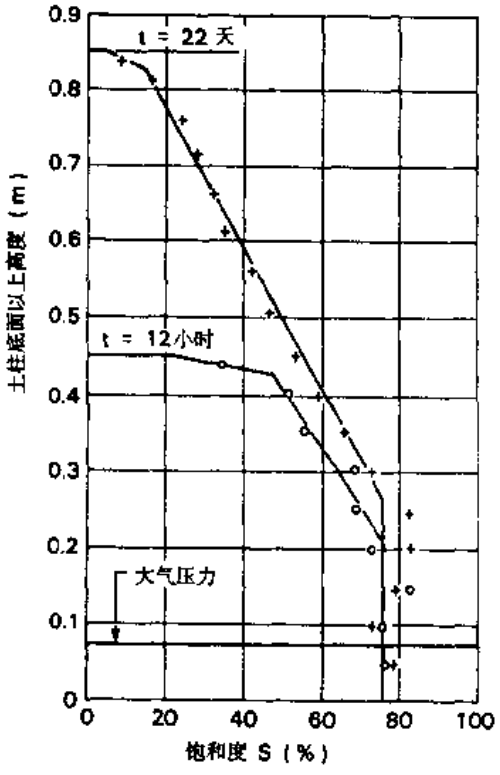


图 1.28 饱和度随土柱底面以上距离的变化（引自 Lambe， 1951a ）

Lambe （ 1951a ）用不同初始饱和度的砂和粉土做毛细上升和排干的开口管试验。沿土样不同位置量测了负孔隙水压力（图 1.27 和 1.28 ）。他再次观察到，毛细区内的饱和度不是 100 %，而且控制毛细水流动速率的不是饱和渗透系数。他认为，毛细区内的水力梯度是非均匀的，很大一部分水头损失在湿锋后面紧接区内。

50 年代以前的资料回顾表明，当时对非饱和土给予最多注意力的是毛细水流动问题。曾经企图用毛细管上升模型（见第四章）解释观察到的现象。这种模型虽有一定价值，但其局限性日益明显。实际上，企图完全依靠毛细管上升模型的做法，正是造成非饱和土土力学发展缓慢的一个重要原因。

有关非饱和土体变和抗剪强度的研究，在 50 年代后期重新得到有力推动。主要研究者有 Black 和 Croney （ 1957 ）、Bishop 等（ 1960 ）、Aitchison （ 1967 ）和 Williams （ 1957 ）。研究结果提出了若干个所谓适用于非饱和土的有效应力公式。随后十年，人们对采用单值有效应力公式表示了保留意见。然后有一个缓慢的转变过程，逐渐转向接受两个独立

的应力状态变量（ Coleman ， 1962 ； Matyas 和 Radhakrishna ， 1968 ； Fredlund 和 Morgenstern ， 1977 ）。

Lytton （ 1967 ）是强烈主张要为非饱和土土力学奠定坚实理论基础的先驱者之一。他的研究工作将混合体理论同连续介质力学结合起来，并将这类原理应用于非饱和土多相系，为今后的深入研究指出了很好的方向。

本书将用不同章节介绍非饱和土土力学中各个基本性质的有关历史发展概况。第三章详细介绍转向采用独立应力变量的历史过程。第五章着重说明毛细作用模型及饱和—非饱和渗流模型的发展与应用。第九章介绍非饱和土抗剪强度方面的研究进展情况。第十二章介绍非饱和土体变性质的研究进展进况。在上述几方面问题上，大部分早期工作属于用半经验方法去了解非饱和土的性状。随着时间的进展，在饱和土土力学中行之有效的连续介质力学原理开始成为非饱和土土力学的基础。本书中介绍的原理正是建立在这个年幼但健全的理论基础上。

第 2 章　相的性质与关系

本章讨论三个主题。第一个题目是非饱和土的每个相的基本性质。这在后面几章描述土作为多相系的性状时将是有用的。第二个题目是关于空气和水的相互作用问题。第三个题目是建立解决各种工程问题时需用的各相之间的体积-质量关系。

非饱和土通常被认为是三相系。但近年来人们对水-气分界面（亦即收缩膜）的重要作用有了认识之后，感到在考虑某些物理现象时应将水-气分界面视作第四个相。

气相连续时，收缩膜同土粒发生相互作用，影响土的力学性状。图 2.1 表示非饱和土的一个单元，其中的气相是连续的。如气相是封闭气泡，则流体将变成显著可压缩。

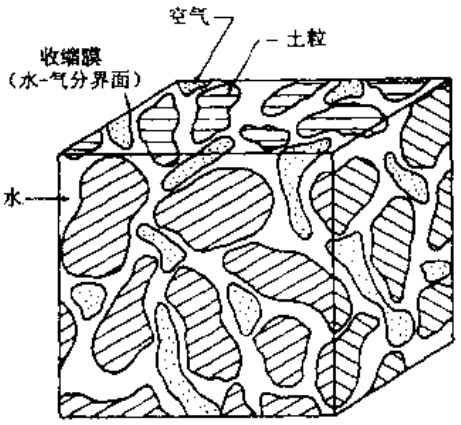
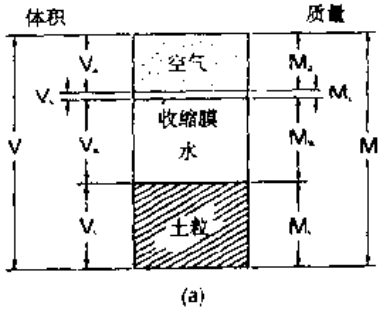


图 2.1　气相连续的非饱和土单元

每个相的质量和体积可用相的图解表示。图 2.2（a）表示非饱和土的四相图解。收缩膜只有相当于几个分子层的厚度，因此建立非饱和土的体积-质量关系时，没必要将收缩膜单独分出来考虑。可将收缩膜视作液相的一部分而没有太大误差。这样，求解体积-质量关系时，可以采用简化的三相图解，如图 2.2（b）所示。“土粒”指的是所有土颗粒的质量或体积的总和。



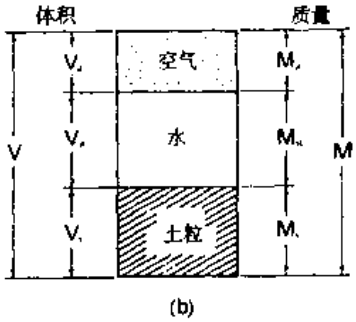


图 2.2　相的图解（a）非饱和土严格的四相图解；（b）简化的三相图解

2.1　各个相的性质

考虑土的性状之前，必须对土粒、水、空气和收缩膜的基本性质有所了解。本节讨论每个相的重力和体积特性。收缩膜的最重要特性是它能够承受拉力。这个特性称为“表面张力”，将在下面讨论。

2.1.1　密度和比容

质量与体积之比，称为密度ρ。土的每个相有它自己的密度。各相的密度可从图 2.3 所示的图解中求得。

密度的倒数通常称为比容 v_0；因此，比容是体积与质量之比。

重度γ是密度ρ与重力加速度 g（亦即 9.81 m / s^2）的乘积，它在土力学中很有用。

土粒

土粒的密度ρ_s（图 2.3）定义如下：

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s} \qquad (2.1)$$

土粒的密度通常用无量纲变量 G_s 表示，称为比重。土粒比重等于土粒的密度与水在 4°C 和一个大气压下的密度之比。在国际标准单位中，这个变量称为土粒的相对密度，亦即：

$$G_s = \frac{\rho_s}{\rho_w} \qquad (2.2)$$

水在 4°C 和一个大气压（101.3 kPa）下的密度为 1000 kg / m^3。表 2.1 列出若干种常见矿物的典型比重数值。

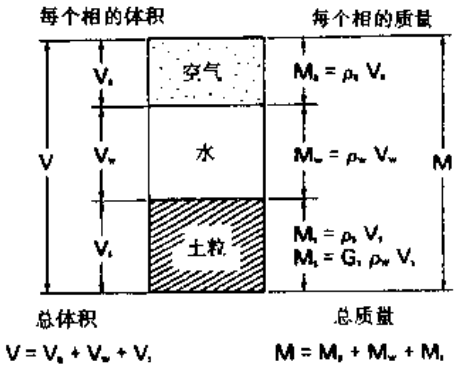


图 2.3 非饱和土的三相解图

若干种矿物的比重（引自 Lambe 和 Whitman，1979） **表 2.1**

矿 物	比 重 G_s
石英	2.65
钾长石	2.54-2.57
钠钙长石	2.62-2.76
方解石	2.72
白云石	2.85
白云母	2.7-3.1
黑云母	2.8-3.2
绿泥石	2.6-2.9
叶蜡石	2.84
蛇纹岩	2.2-2.7
高岭石	2.61①，2.64±0.02
埃洛石	2.55
伊利石	2.84①；2.60-2.86
蒙脱石	2.74①；2.75-2.78
绿坡缕石	2.30

①根据晶体结构计算

液相

水的密度ρ_w定义如下：

$$\rho_w = \frac{M_w}{V_w} \qquad (2.3)$$

水除了可能受氢、氧的同位素和盐造成的影响之外，基本上是一种均匀物质（Dorsey，1940）。具有饱和蒸气压的蒸馏水称为纯饱和水。纯饱和水的密度应通过试验测定。图 2.4 表示纯水在不同压力和温度下的密度。

在土力学问题中，因温度不同而造成的水的密度变化，比因压力不同而造成的变化要重要得多。在等温情况，通常取水的密度为 1000 kg / m^3。

气相

空气的密度ρ_a可定义如下：

$$\rho_a = \frac{M_a}{V_a} \qquad (2.4)$$

空气的比容 v_{a0} 为：

$$v_{a0} = \frac{V_a}{M_a} \qquad (2.5)$$

空气是由若干种气体（表 2.2）和不同含量水蒸气组成的混合物。不含水蒸气时称为干的空气，含水蒸气时称为湿的空气。

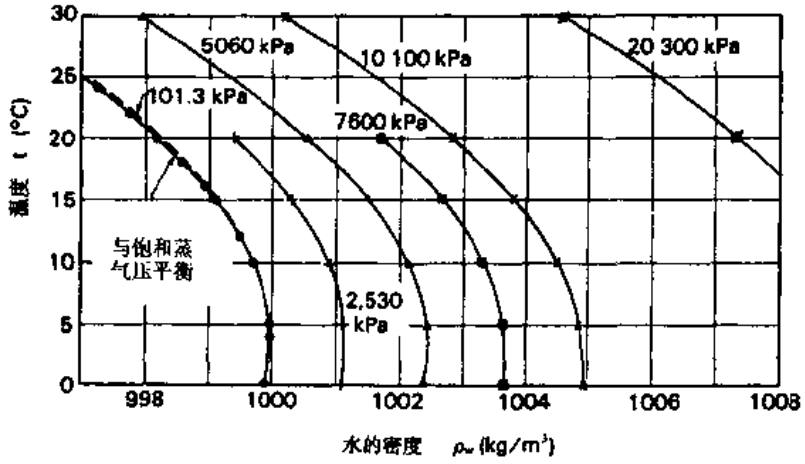


图 2.4　不同压力和温度下纯水的密度（引自 Dorsey，1940）

干燥空气的组成[①]　　表 2.2

组　成	体积百分数	密度（kg / m³）	分子质量（自然量制，O = 16）（kg / kmol）
氮（N_2）	78.08	1.25055	28.016
氧（O_2）	20.95	1.42904	32.000
氩（Ar）	0.934	1.7837	39.944
二氧化碳（CO_2）	0.031	1.9769	44.010
氖（Ne）	1.82×10^{-3}	0.90035	20.183
氦（He）	5.24×10^{-4}	0.17847	4.003
氪（Kr）	1.14×10^{-4}	3.708	83.800
氢（H_2）	$\approx 5.0 \times 10^{-5}$	0.08988	2.016
氙（Xe）	8.70×10^{-6}	5.851	131.300
臭氧（O_3）	1×10^{-6} 到 1×10^{-5}	2.144	48.000
空气	100.0	1.2929	28.966

[①]在标准状态下（亦即 101.3 kPa，0°C），无水蒸气。

在岩土工程中通常遇到的压力和温度情况下，干的和湿的空气均可视作“理想”气体。理想气体的规律可写成下式：

$$\overline{u}_a V_a = \frac{M_a}{\omega_a} RT \qquad (2.6)$$

式中

$\overline{u}_a$——绝对气压（$\overline{u}_a = u_a + \overline{u}_{atm}$）（kN / m² 或 kPa）；

u_a——压力表气压（kN / m^2或kPa）；

$\bar{u}_{atm}$——大气压力（亦即101.3 kPa或1 atm）；

V_a——空气体积（m^3）；

M_a——空气质量（kg）；

ω_a——空气的分子质量（kg / kmol）；

R——气体常数（8.31432J /（mol · K））；

T——绝对温度（T = t^0 + 273.16，K）；

t^0——温度（°C）。

式（2.6）的右方（即$\frac{M_a}{\omega_a}RT$），对处于质量和温度不变的封闭系统内的空气来说是一个常数。在此条件下，式（2.6）可用波义耳定律表示

$$\bar{u}_{a1}V_{a1} = \bar{u}_{a2}V_{a2} \tag{2.7}$$

式中

$\bar{u}_{a1}$，V_{a1}——分别为第1种状况下空气的绝对压力和体积；

$\bar{u}_{a2}$，V_{a2}——分别为第2种状况下空气的绝对压力和体积。

理想气体公式（式2.6）可改写成：

$$\frac{M_a}{V_a} = \frac{\omega_a}{RT}\bar{u}_a \tag{2.8}$$

将式（2.4）代入式（2.8），便得空气密度的公式：

$$\rho_a = \frac{\omega_a}{RT}\bar{u}_a \tag{2.9}$$

空气的分子质量ω_a取决于干的空气和水蒸气混合物的组成。干的空气的分子质量为28.966 kg / kmol，水蒸气（H_2O）的分子质量为18.016 kg / kmol。空气组成中的氮气（N_2）和氧气（O_2）在大气中的含量基本不变，但二氧化碳（CO_2）的含量随环境状况（如煤和石油燃料的消耗率）而变化。空气组成中，含量变化最大的是水蒸气。空气中的水蒸气含量（体积百分比）可低到0.000002 %，高至4 ～ 5 %（Harrison，1965）。每个组成部分的变化都会影响空气的分子质量，从而影响空气的密度。

水蒸气在空气中的浓度通常用相对湿度表示：

$$\mathrm{RH} = \frac{\bar{u}_v(100)}{\bar{u}_{v0}} \tag{2.10}$$

式中

RH——相对湿度（%）；

$\bar{u}_v$——空气中的水蒸气分压力（kPa）；

$\bar{u}_{v0}$——同一温度下，水蒸气的饱和压力（kPa）；

表2.3列出不同绝对压力（$\bar{u}_a$）和温度（t^0）下空气的密度数值。表2.3上方列的是相对湿度为50 %、二氧化碳体积含量为0.04 %的空气密度计算值。对相对湿度非50 %的情况，应作修正，如表2.3下方所示。修正值虽然很小，但应注意到，空气的密度随相对湿度的增加而减小。这表明，湿的空气比干的空气轻。

不同绝对压力、温度及相对湿度下空气的密度（引自 Kaye 和 Laby，1973）　　表 2.3

空气密度 ρ_a（kg / m³）			
空气绝对压力	温度 t^0（°C）		
$\overline{u}_a$（kPa）	10	20	30
80	0.982	0.946	0.910
85	1.043	1.005	0.968
90	1.105	1.065	1.025
95	1.167	1.124	1.083
100	1.228	1.184	1.140
101	1.240	1.196	1.152
105	1.290	1.243	1.198

密度的湿度修正（kg / m³）		
相对湿度	温度 t^0（℃）	
RH（%）	10	20
20	+ 0.003	+ 0.006
25	+ 0.003	+ 0.005
30	+ 0.002	+ 0.004
35	+ 0.002	+ 0.003
40	+ 0.001	+ 0.002
45	+ 0.001	+ 0.001
50	0	0
55	− 0.001	− 0.001
60	− 0.001	− 0.002
65	− 0.002	− 0.003
70	− 0.002	− 0.004
75	− 0.003	− 0.005
80	− 0.003	− 0.006

2.1.2　粘滞性

所有流体均对形状改变或剪切作用产生抵抗。这种抵抗特性称为粘滞性。流体位于两块板之间，通过滑动其中一块板施加剪力于流体，这时候流体产生的抵抗力定义为流体的绝对（动力）粘滞性 μ。绝对粘滞性的大小与压力、温度有关。不过，在一般土木工程中通常遇到的压力范围内，压力的影响可以忽略不计。

水和空气在大气压力（101.3 kPa）下不同温度时的粘滞性分别列于表 2.4 和表 2.5。图 2.5 表示水、空气和其他几种物质在不同温度下的绝对粘滞性。从图中可看出，液体的粘滞性随温度的增加而减少，而空气的粘滞性则随温度的增加而增加。

2.1.3 表面张力

水-气分界面（亦即收缩膜）具有一种特性，称为表面张力。表面张力的产生是由于收缩膜内的水分子受力不平衡〔图 2.6 （a）〕。水体内部的水分子承受各向同值的力的作用。收缩膜内的水分子有一指向水体内部的不平衡力的作用。为保持平衡，收缩膜内必须产生张力。收缩膜承受张力的特性，称为表面张力 T_s，以收缩膜单位长度上的张力（N / m）大小表示，其作用方向与收缩膜表面相切，其大小随温度的增加而减小。表 2.6 列出收缩膜在不同温度下的表面张力值。

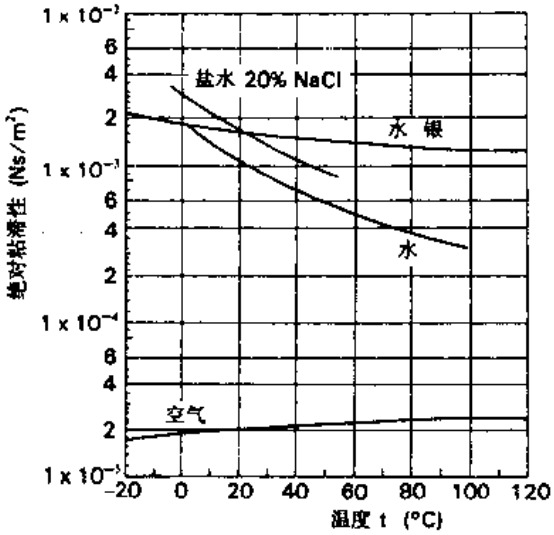


图 2.5 不同温度下流体的粘滞性

（引自 Streeter 和 Wylie，1975）

水在 101.3 kPa 下的粘滞性（引自 Tuma 修正，1976） 表 2.4

温度 t^0（°C）	绝对（动力）粘滞性（$\times 10^{-3}$ N · s / m²）	温度 t^0（°C）	绝对（动力）粘滞性 μ（$\times 10^{-3}$N · s / m²）
0	1.794	55	0.507
5	1.519	60	0.470
10	1.310	65	0.437
15	1.144	70	0.407
20	1.009	75	0.381
25	0.895	80	0.357
30	0.800	85	0.336
35	0.731	90	0.317
40	0.654	95	0.299
45	0.597	100	0.284
50	0.548		

空气在 101.3 kPa 下的粘滞性（引自 Tuma，1976；以及 Kaye 和 Laby 修正，1973）　表 2.5

温度 t（°C）	绝对（动力）粘滞性 μ（$\times 10^{-3}$ N·s/m²）	出处
−20	1.604	Tuma，1976
−10	1.667	Tuma，1976
0	1.705	Tuma，1976
10	1.761	Tuma，1976
20	1.785	Tuma，1976
30	1.864	Tuma，1976
40	1.909	Tuma，1976
50	1.96	Kaye and Laby，1973
100	2.20	Kaye and Laby，1973
200	2.61	Kaye and Laby，1973

表面张力使收缩膜具有弹性薄膜的性状。这种性状同充满气体的气球的性状相似，里面的压力大于外面的压力。如在可伸缩的二维薄膜的两面施加不同的压力，则薄膜将呈朝向压力较大一面的凹状弯曲并在膜内产生张力，以维持平衡。根据平衡条件，可以建立曲面两侧的压力差同表面张力大小以及薄膜曲率半径的关系（图 2.6（b））。

作用于薄膜上的压力分别为 u 和（$u+\Delta u$），薄膜的曲率半径为 R_s，表面张力为 T_s。作用于薄膜上的水平力相互抵销。为保持垂直力平衡，要求：

$$2T_s\sin\beta = 2\Delta u R_s\sin\beta \qquad (2.11)$$

式中

$2R_s\sin\beta$——投影在水平面上的薄膜长度。

式（2.11）可改写成：

$$\Delta u = \frac{T_s}{R_s} \qquad (2.12)$$

式（2.12）给出曲率半径为 R_s、表面张力为 T_s 的二维曲面两侧的压力差。对于鞍形的翘曲表面（三维薄膜），应用拉普拉斯方程（图 2.7），可将式（2.12）延伸写成：

$$\Delta u = T_s\left(\frac{1}{R_1}+\frac{1}{R_2}\right) \qquad (2.13)$$

式中

R_1 和 R_2——翘曲薄膜在正交平面上的曲率半径。

收缩膜（亦即水-气分界面）的表面张力（引自 Kaye 和 Laby，1973）　表 2.6

温度 t（°C）	表面张力 T_s（mN/m）
0	75.7
10	74.2
15	73.5
20	72.75
25	72.0
30	71.2
40	69.6
50	67.9
60	66.2
70	64.4
80	62.6
100	58.8

如曲率半径是各向等值（亦即 $R_1 = R_2 = R_s$），式（2.13）则成为：

$$\Delta u = \frac{2T_s}{R_s} \tag{2.14}$$

在非饱和土中，收缩膜承受大于水压力 u_w 的空气压力 u_a。压力差（$u_a - u_w$）称为基质吸力。压力差使收缩膜弯曲。从式（2.14）可写：

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \tag{2.15}$$

式中

（$u_a - u_w$）——作用于收缩膜上的孔隙气压力与孔隙水压力的差值，亦即基质吸力。

式（2.15）称为 Kelvin 毛细模型方程。随着土的吸力增大，收缩膜的曲率半径减小。弯曲的收缩膜通常称为弯液面。当孔隙气压力和孔隙水压力的差值等于零时，曲率半径 R_s 将变成无穷大。因此，吸力为零时，水-气分界面是平的。

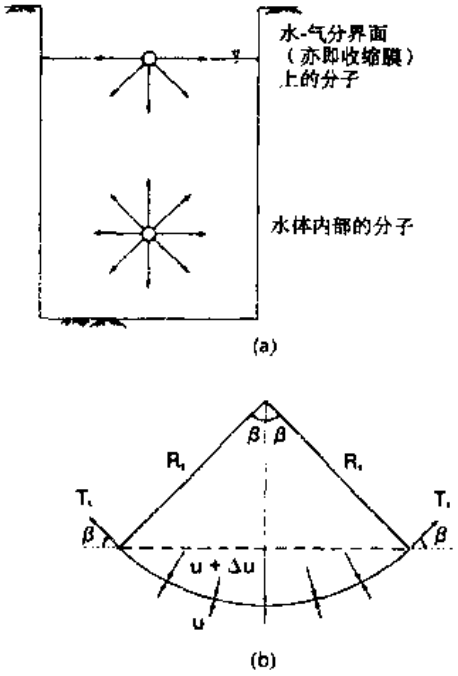


图 2.6 水-气分界面上的表面张力现象

（a）收缩膜上和水体中的分子间作用力；

（b）作用于二维曲面上的压力和表面张力

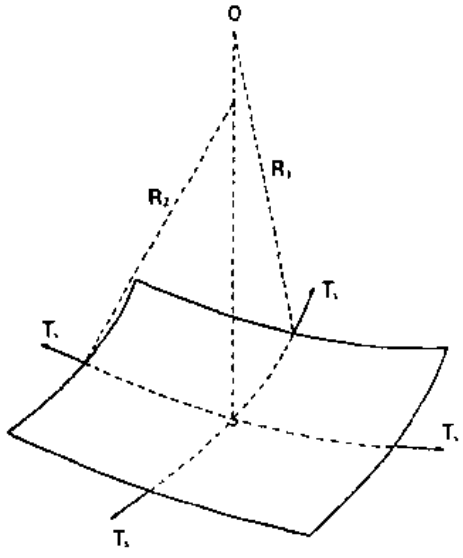


图 2.7 翘曲薄膜上的表面张力

2.2 空气和水的相互作用

空气和水的混合物可以是不混溶的，也可以是混溶的。自由空气和水混合而不发生相互作用的，称为不混溶的混合物。这类混合物的特征是水和空气被收缩膜隔开。混溶的混合物有两种形式：一是空气溶解于水中，可能占据水的体积的 2 %左右（Dorsey，1940）；二是空气中存在水蒸气。上述几种混合物均将在下面几节中讨论。首先考虑水的各种可能形态。

2.2.1　水的固态、液态和气态

水可能以下列三种形态存在：固态（冰）、液态（水）和气态（水蒸气），见图 2.8 。本书中提到“水”或“液相”均指液态水。水的状态取决于压力和温度条件。

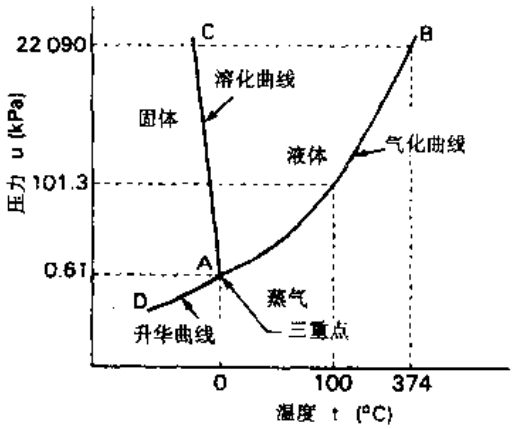


图 2.8　水的状态图（未按比例；引自 Van Haveren 和 Brown， 1972 ）

在水的状态图上（图 2.8 ）有三根线：气化曲线 *AB* 、溶化曲线 *AC* 和升华曲线 *AD* 。气化曲线 *AB* 亦称水的蒸气压曲线，它给出压力和温度的各种组合，在这些组合条件下，液态水和气态水能够共存而保持平衡。溶化曲线 *AC* 是固态水和液态水的分界线，而升华曲线 *AD* 是固态水和气态水的分界线。沿溶化曲线，固态水可以同液态水共存；沿升华曲线，固态水可以同气态水共存。

气化曲线、溶化曲线和升华曲线相交于一点，*A* 。这个点称为水的三重点。在这点所代表的压力（ 0.61 kPa ）和温度（ 0°C ）条件下，固态水、液态水和气态水能够共存而保持平衡。

2.2.2　水蒸气

图 2.8 中，气化曲线 *AB* 代表液态水和气态水之间的平衡条件。在此平衡状态下，气化过程和凝结过程以相同的速率进行。凝结速率取决于蒸气压力，后者在气化曲线上达饱和值。另一方面，气化速率只取决于温度。因此，在饱和蒸气压和温度之间存在单值关系，如气化曲线所示。表 2.7 列出各种温度情况下的饱和蒸气压数值。

水蒸气在不同温度下的饱和压力[①]（引自 Kaye 和 Laby， 1973 ）　　表 2.7

t° (°C)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.6107	0.6566	0.7055	0.7576	0.8130	0.8720	0.9348	1.0015	1.0724	1.1477
10	1.2276	1.3123	1.4022	1.4974	1.5983	1.7051	1.8180	1.9375	2.0639	2.1974
20	2.3384	2.4872	2.6443	2.8099	2.9846	3.1686	3.3625	3.5666	3.7814	4.0074
30	4.2451	4.4949	4.7574	5.0332	5.3226	5.6264	5.9451	6.2793	6.6296	6.9967
t° (°C)	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18
40	7.3812	8.2053	9.1075	10.094	11.171	12.345	13.623	15.013	16.522	18.160
60	19.933	21.852	23.926	26.164	28.578	31.177	33.974	36.980	40.206	43.667
80	47.375	51.344	55.857	60.121	64.960	70.120	75.617	81.468	87.691	94.304
100	101.325	108.77	116.67	125.03	133.88	143.25	153.14	163.59	174.61	186.24
120	198.49	211.39	224.97	239.26	254.27	270.03	286.58	303.95	322.16	341.23

[①]饱和水蒸气压力 $\overline{u}_{v0}$ 是以 kPa 表示。

在大气中，水蒸气同空气是混合在一起的。然而，空气的存在并不影响水蒸气的性状。这一现象可用 Dalton 分压力规律表达。 Dalton 规律认为，气体混合物的压力等于各个组成气体的分压力的总和，而组成气体的分压力等于该组成气体单独充满全部体积时的压力。换言

之，气体混合物中的某一气体的性状同其他组成气体无关。因此，大气中同水保持平衡的水蒸气的分压力也就等于表 2.7 中列出的饱和压力值。同样道理，水体上方存在空气并不改变水的状态平衡（图 2.9 ）。

在自然条件下，空气中的水蒸气通常同周围水体不处于平衡状态。这就是说，空气中的水蒸气的分压力 $\overline{u}_v$ 通常不等于相应温度下的饱和蒸气压 $\overline{u}_{v0}$。因此，在某一温度下，空气中的水蒸气是欠饱和、饱和还是超饱和，取决于水蒸气的分压力 $\overline{u}_v$ 是小于，等于，还是大于饱和蒸气压。饱和状态意味着水蒸气同水保持平衡，蒸发和凝结以同样速率进行着。另一方面，欠饱和以及超饱和情况下的水蒸气是处于非平衡状态。超饱和状态意味着水蒸气太多了，超量部分最终要凝结成水。在这种情况下，凝结速率大于蒸发速率，这一现象一直持续到水蒸气的分压力 $\overline{u}_v$ 降至饱和蒸气压 $\overline{u}_{v0}$ 为止。在欠饱和情况，水蒸气含量相对于平衡状态有所不足，因此蒸发速率将大于凝结速率，一直到水蒸气的分压力 $\overline{u}_v$ 达到饱和蒸气压 $\overline{u}_{v0}$ 为止。

空气中的水蒸气分压力反映空气在一定温度下为水蒸气所饱和的程度。空气中的水蒸气饱和度称为相对湿度 RH ［式（ 2.10 ）］。

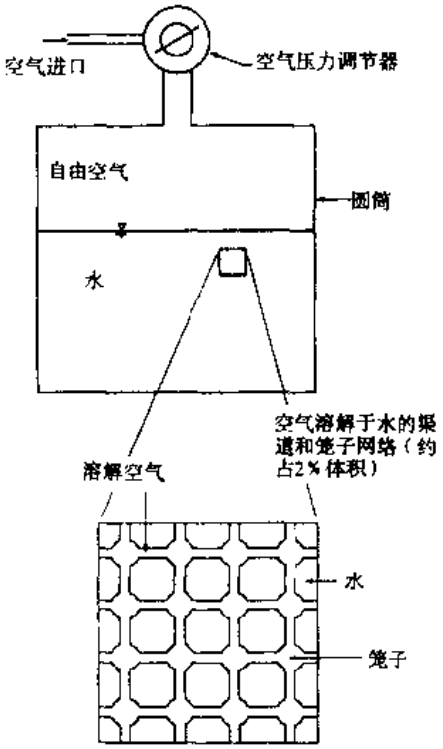


图 2.9 空气溶解于水的直观说明

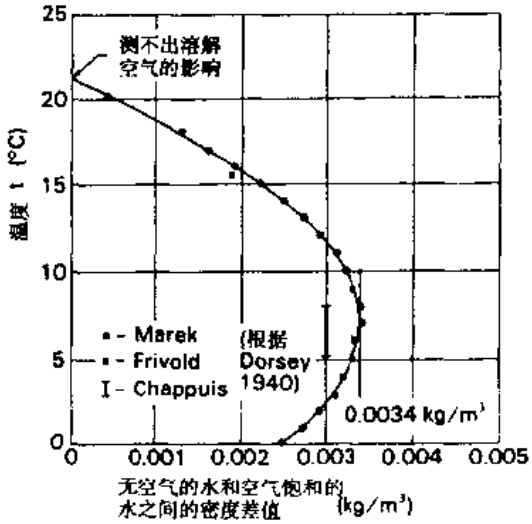


图 2.10 溶解空气对水的密度的影响（引自 Dorsey， 1940 ）

2.2.3 溶解于水中的空气

水分子排列成带有许多孔眼的格栅结构（图 2.9 ），这些孔眼成为可以容纳空气的“笼子”（ Rodebush 和 Busswell ， 1958 ）。空气溶解于水，并填满这些“笼子”时，其体积大约等于总体积的 2 %。

水的格栅结构相对稳定（ Dorsey ， 1940 ），其密度不因空气溶解于中而有多大变化。图 2.10 表示不同温度下，溶解空气的存在对水的密度的影响。

可用上面有无摩擦活塞、下面有透水石的圆筒来模拟说明气-水混合物的性状（图 2.11 ）。

透水石模拟水，其孔隙体积等于总体积的 2 %。透水石上方圆筒中有自由空气。假想在自由空气与透水石的分界面上有一阀门，它能控制空气进入透水石。

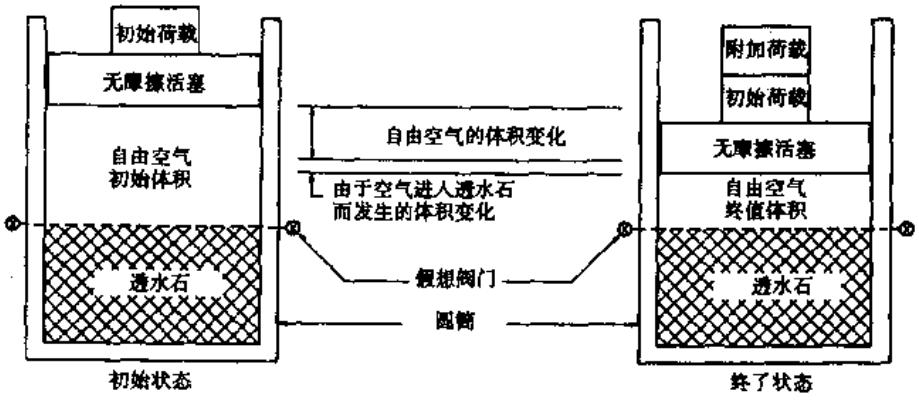


图 2.11　活塞-透水石模型

设有一初始压力等同地施加于自由空气和透水石中的空气。现将假想阀门关闭。这时候，如果增大作用于活塞上的荷载，透水石上方的空气将遵循波义耳（ Boyle ）定律被压缩（式（ 2.7 ））。现将假想阀门打开。这时候，若干空气将遵循 Henry 定律进入透水石。 Henry 定律表明，在恒温条件下，溶解于一定体积液体中的气体质量同溶液上方气体的绝对压力成正比（ Sisler 等， 1953 ）。此过程将一直进行下去，直到自由空气全部进入透水石，而任何附加外荷均由透水石承担为止。

上述模型并不能完全说明非饱和土中的情况。有土颗粒这类固体存在时，空气压力不一定等于水压力。土中的空气压力和水压力在某一过程中也可能以不同速率发生变化。在上述模型中，自由空气同水（亦即透水石）具有相同的压力。以后将说明，空气压力同水压力之间可以有差异这一点对土的压缩性具有重要意义。

进入水中或从水中逸出的空气的质量是随时间而变的。可以考虑，也可以忽略不计这个因素，取决于所考虑的工程问题的性质。水中能溶解多少气体，称为可溶性，而溶解的速率称为扩散率。

空气在水中的可溶性

溶解于水中的空气的体积基本上与空气压力或水压力无关。理想气体定律和 Henry 定律可以证明这点。理想气体定律（式（ 2.6 ））应用于在一定温度、压力下溶解于水中的气体时，可写成：

$$V_d = \frac{M_d}{\overline{u}_a}\frac{RT}{\omega_a} \qquad (2.16)$$

式中

V_d——溶解于水中的空气的体积；

M_d——溶解于水中的空气的质量；

$\overline{u}_a$——溶解于水中的空气的绝对压力。

溶解于水中的空气的绝对压力等于平衡状态下的自由空气的绝对压力。回到上述模型，

增加活塞荷载，将增加自由空气的压力，从而将有更多的自由空气进入透水石（亦即水）。经过若干时间便达平衡状态，这时候自由空气中的压力等于溶解于水中的空气的压力。如果活塞荷载再次增加，那么同一过程又将再重复。

到达平衡状态时，溶解于水中的空气的质量与相应的绝对压力有关，如 Henry 定律所表述。对于温度在整个过程中保持恒定的情况，溶解于水中的空气的质量与绝对压力的比值是恒定的：

$$\frac{M_{d1}}{\overline{u}_{a1}} = \frac{M_{d2}}{\overline{u}_{a2}} = 常数 \qquad (2.17)$$

式中

M_{d1}，$\overline{u}_{a1}$——在第 1 状态下，溶解空气的质量和绝对压力；

M_{d2}，$\overline{u}_{a2}$——在第 2 状态下，溶解空气的质量和绝对压力。

利用式（2.16），并考虑式（2.17）所示关系，可计算得出溶解空气的体积 V_d。在恒温情况，不同压力下溶解于水中的空气的体积是常数。

某种气体可溶解于某种液体中的质量与该液体质量的比值，称为可溶性系数 H。表 2.8 列出不同温度时氧气、氮气和空气在水中的可溶性系数。所有可溶性系数均以大气压力 101.3 kPa 作为基准。

溶解于某种液体的气体体积 V_d 与该液体体积的比值，称为体积可溶性系数 h，它随温度稍有变化。不同温度下，溶解于水中的空气的体积可溶性系数亦列于表 2.8 中。

气体在水中的可溶性（在 101.3kPa 压力下）（引自 Dorsey，1940） 表 2.8

温度	可溶性系数 H①			体积可溶性系数 h②
t（°C）	氧气	氮气、氦气等	空气	空气
0	14.56×10^{-6}	23.87×10^{-6}	38.43×10^{-6}	0.02918
4	13.06×10^{-6}	21.59×10^{-6}	34.65×10^{-6}	0.02632
10	11.25×10^{-6}	18.82×10^{-6}	30.07×10^{-6}	0.02284
15	10.07×10^{-6}	17.00×10^{-6}	27.07×10^{-6}	0.02055
20	9.11×10^{-6}	15.51×10^{-6}	24.62×10^{-6}	0.01868
25	8.28×10^{-6}	14.24×10^{-6}	22.52×10^{-6}	0.01708
30	7.55×10^{-6}	13.10×10^{-6}	20.65×10^{-6}	0.01564

① 在标准大气压力下。

② $h = (\rho_w / \rho_a)\ H$。

气体在水中的扩散

Fick 扩散定律描述气体在水中穿过的速率。单位时间内，通过单位面积的气体质量等于扩散系数 D 乘上气体的浓度梯度。对于空气在水中的扩散，浓度差也就等于自由空气与溶解于水中的空气的密度差。

在常温情况下，空气的密度是空气压力的函数（式（2.9））。自由空气中的压力增大时，在自由空气与溶解空气之间将产生压力差。正是在此压力差的驱动下，自由空气扩散进入水中。

组成空气的气体逐一扩散进入水中。各组成气体的扩散系数 D 列于表 2.9 。作为这些气体的组合物，空气溶解于水的速率大约等于 $2.0 \times 10^{-9} m^2 / s$（U. S. Research Council[1]，1933）。

Barden 和 Sides（1967）量测了空气在饱和土和压实土的液相中的扩散系数，其结果见表 2.10 。他们的结论是，扩散系数似乎随着土的含水量的减小而减小。空气在土中水的扩散系数似乎要比空气在自由水中的扩散系数小几个数量级。

若干气体在水中的扩散系数（引自 Kohn，1965）　表 2.9

气体	温度 t（°C）	扩散系数 D（m^2 / s）
CO_2	20	1.7×10^{-9}
N_2	22	2.0×10^{-9}
H_2	21	5.2×10^{-9}
O_2	25	2.92×10^{-9}

空气通过不同材料的扩散系数（引自 Barden 和 Sides，1967）　表 2.10

材料	含水量 w（%）	扩散系数 D（m^2 / s）
自由水	—	2.2×10^{-9}
天然橡胶	—	1.1×10^{-10}
高岭土在 414 kPa 下固结（排列平行于流向）	49	4.5×10^{-10}
高岭土在 414 kPa 下固结（排列垂直于流向）	49	3.2×10^{-10}
高岭土在 483 kPa 下固结	47	3.0×10^{-10}
高岭土在 34.5 kPa 下固结	75	6.2×10^{-10}
Derwent 粘土（伊利石）在 34.5 kPa 下固结	53	4.7×10^{-10}
Jackson 粘土和 4% 斑脱土在 34.5 kPa 下固结	39	$< 1.0 \times 10^{-11}$
压实 Westwater 粘土	16	1.0×10^{-11}
饱和陶瓷	49	1.6×10^{-10}
饱和粗石	21	2.5×10^{-5}

2.3　体积-质量关系

土粒、水和气相之间的体积-质量关系是工程中有用的性质，可将土的重力和体积特性结合起来进行推导。

2.3.1　孔隙率

孔隙率 n（用百分比表示）定义为孔隙体积 V_v 与总体积 V 的比值（图 2.12）：

$$n = \frac{V_v(100)}{V} \tag{2.18}$$

同理，分别以各相为对象的“孔隙率”类型的指标可定义如下：

[1] 美国调查委员会——编注。

$$n_s = \frac{V_s(100)}{V} \tag{2.19}$$

$$n_w = \frac{V_w(100)}{V} \tag{2.20}$$

$$n_a = \frac{V_a(100)}{V} \tag{2.21}$$

$$n_c = \frac{V_c(100)}{V} \tag{2.22}$$

式中

n_s——土粒“孔隙率”（%）；

n_w——液相“孔隙率”（%）；

n_a——气相“孔隙率”（%）；

n_c——收缩膜“孔隙率”（%）。

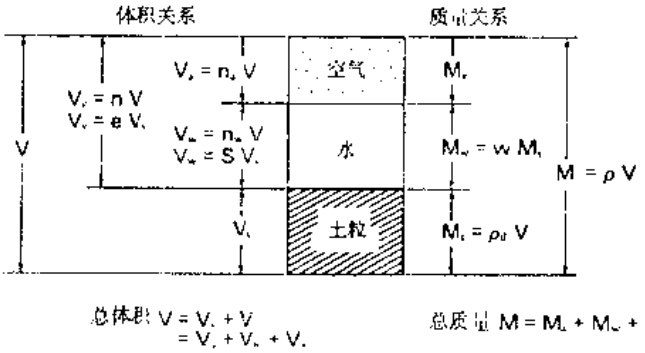


图 2.12 体积-质量关系

收缩膜的体积可假设为零，也可假设为液相的一部分。液相和气相“孔隙率”代表它们在土中所占的体积百分比。土粒“孔隙率”可想象为所有土粒体积的总和占土体积的百分比。各相的“孔隙率”的总和应等于 100 %。因此，可写：

$$n_s + n = n_s + n_a + n_w = 100\ (\%) \tag{2.23}$$

在土壤学或土壤物理学的文献中，液相“孔隙率”（用小数表示）通常称为体积含水量 θ_w。本书亦采用这一符号。表 2.11 列出若干种土的孔隙率典型值。

2.3.2 孔隙比

孔隙比 e 定义为孔隙体积 V_v 与土粒体积 V_s 的比值（图 2.12）：

$$e = \frac{V_v}{V_s} \tag{2.24}$$

孔隙率与孔隙比的关系可从式（2.18）和式（2.24）求得：

$$n = \frac{e}{1+e} \tag{2.25}$$

孔隙比的典型值见表 2.11。

孔隙率、孔隙比和干密度的典型值（引自 Hough 修正，1969）　　表 2.11

土的种类	孔隙比 e		孔隙率 n（%）		密度 ρ（kg / m³）	
	最大值	最小值	最大值	最小值	最大值	最小值
粒状材料　1）均匀材料						
a）等径球体（理论值）	0.92	0.35	47.6	26.0	—	—
b）标准渥太华砂	0.80	0.50	44.0	33.0	1762	1474
c）干净均匀砂（细或中砂）	1.0	0.40	50.0	29.0	1890	1330
d）均匀、非有机质粉土	1.1	0.40	52.0	29.0	1890	1281
粒状材料　2）级配良好材料						
a）粉质砂	0.90	0.30	47.0	23.0	2034	1394
b）干净、细至粗砂	0.95	0.20	49.0	17.0	2210	1362
c）云母砂	1.20	0.40	55.0	29.0	1922	1217
d）粉质砂与砾石	0.85	0.14	46.0	12.0	2239	1426
混合土						
a）砂质或粉质粘土	1.8	0.25	64.0	20.0	2162	961
b）漏级粉质粘土含石头或岩屑	1.0	0.20	50.0	17.0	2243	1346
c）级配良好砾石、砂、粉土和粘土混合物	0.70	0.13	41.0	11.0	2371	1602
粘性土						
a）粘土（30 ～ 50 %粘粒）	2.4	0.50	71.0	33.0	1794	801
b）胶粒粘土（－0.002mm ≥ 50 %）	12.0	0.60	92.0	37.0	1698	308
有机土						
a）有机粉土	3.0	0.55	75.0	35.0	1762	641
b）有机粘土（30 ～ 50 %粘粒）	4.4	0.70	81.0	41.0	1602	481

注：表中列的数值按 $G_s=2.65$（粒状土）、$G_s=2.70$（粘土）和 $G_s=2.60$（有机土）计算。

2.3.3　饱和度

水占据孔隙体积的百分比称为饱和度 S（%）：

$$S=\frac{V_w(100)}{V_v} \tag{2.26}$$

饱和度 S 可用于将土分成三类：

（1）干土（亦即 $S\approx 0$ %）：干土中只有土粒和空气，没有水。

（2）饱和土（亦即 $S=100$ %）：水充满土的全部孔隙。

（3）非饱和土（亦即 0 % $<S<$ 100 %）：非饱和土可根据气相是连续的还是封闭的而进一步分类。这种分类主要以饱和度大小为依据。具有连续气相的非饱和土，其饱和度通常小于 80 %左右（亦即 $S<80$ %）。封闭气泡通常存在于饱和度大于 90 %左右（亦即 $S>90\%$）的非饱和土中。当饱和度在 80 %至 90 %之间时，出现介乎连续气相与封闭气泡之间的过渡状态。

2.3.4 含水量

含水量 w 的定义为水的质量 M_w 与土粒质量 M_s 的比值（图 2.12），以百分数表示：

$$w = \frac{M_w(100)}{M_s} \tag{2.27}$$

含水量 w 亦称为重力含水量。

体积含水量 θ_w 定义为水的体积 V_w 与土的总体积 V 的比值：

$$\theta_w = \frac{V_w}{V} \tag{2.28}$$

体积含水量也可以用孔隙率、饱和度和孔隙比的函数表示（图 2.12）。体积含水量可写成：

$$\theta_w = \frac{SV_v}{V} \tag{2.29}$$

由于 V_v / V 等于土的孔隙率，式（2.29）成为：

$$\theta_w = Sn \tag{2.30}$$

将式（2.25）代入式（2.30），得体积含水量的另一表达式：

$$\theta_w = \frac{Se}{1+e} \tag{2.31}$$

2.3.5 土的密度

有两种常用的土的密度：一是总密度，二是干密度。土的总密度 ρ 定义为土的总重量 M 与总体积 V 的比值（图 2.12）：

$$\rho = \frac{M}{V} \tag{2.32}$$

总密度 ρ 亦称为体密度。干密度 ρ_d 定义为土颗粒的质量 M_s 与土的总体积 V 的比值（图 2.12）：

$$\rho_d = \frac{M_s}{V} \tag{2.33}$$

表 2.11 列出若干种土的最小和最大干密度典型值。

上述之外，还有土的饱和密度和浸没密度。土的饱和密度等于孔隙全部充满水时土的总密度（亦即 $V_a = 0$，$S = 100\%$）。土的浸没密度等于土的饱和密度与水的密度之差。

2.3.6 基本体积-质量关系

利用三相图解（图 2.3）和图 2.12 所示的体积-质量关系，可以求得相与相之间的体积和质量的关系。

液相的质量 M_w 等于水的体积和密度的乘积（图 2.3）：

$$M_w = \rho_w V_w \tag{2.34}$$

水的体积 V_w 可从图 2.12 左方所示体积关系求得：

$$V_w = SeV_s \tag{2.35}$$

式（2.35）所示关系见图 2.13 左方。可将式（2.35）改写成：

$$M_w = \rho_w SeV_s \tag{2.36}$$

水的质量 M_w 同土粒的质量 M_s 之间存在如下关系：

$$M_w = wM_s \tag{2.37}$$

土粒的质量 M_s 可从图 2.3 所示三相图解求得：

$$M_s = G_s\rho_w V_s \tag{2.38}$$

将式（2.38）代入式（2.37），得：

$$M_w = w\,G_s\rho_w V_s \tag{2.39}$$

从式（2.39）和式（2.36），可以求得土的基本体积-质量关系：

$$Se = w\,G_s \tag{2.40}$$

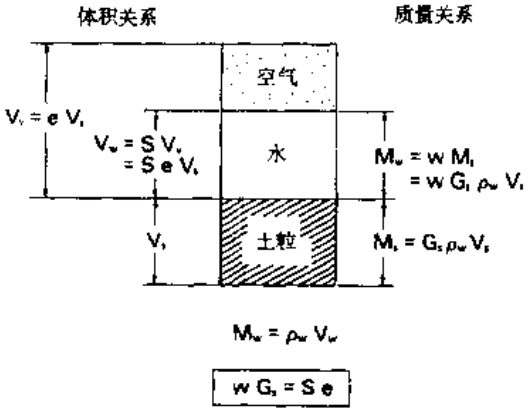


图 2.13　基本体积-质量关系的推导

式（2.32）和（2.33）所定义的土的总密度和干密度可分别表达为土的其他体积-质量关系指标（亦即 S、e、w 和 G_s）的函数。设气相的质量 M_a 可忽略不计，则土的总质量等于水的质量 M_w 和土粒质量 M_s 之和。土的总体积 V 等于土粒的体积 V_s 加孔隙体积 V_v。因此，利用式（2.24）、（2.38）和（2.39），土的总密度 ρ 可表达为：

$$\rho = \frac{M_s + M_w}{V_s + V_v} \tag{2.41}$$

$$\rho = \frac{G_s\rho_w V_s + wG_s\rho_w V_s}{V_s + eV_s} \tag{2.42}$$

$$\rho = \frac{G_s(1+w)}{1+e}\rho_w \tag{2.43}$$

将式（2.40）所示基本体积-质量关系代入式（2.43），便得土的总密度公式：

$$\rho = \frac{G_s + Se}{1+e}\rho_w \tag{2.44}$$

从式（2.41）消去水的质量 M_w，得土的干密度公式：

$$\rho_d = \frac{G_s}{1+e}\rho_w \tag{2.45}$$

各种含水量情况下的总密度 ρ 和干密度 ρ_d 的关系见图 2.14。土粒比重 G_s 和水的密度 ρ_w 是节 2.1 中介绍的两个基本性质。已知土的任意两个体积-质量关系指标（如 e、w 或 S），便可根据式（2.43）或（2.44）计算求得土的总密度 ρ。只要知道土的孔隙比 e 或孔隙率 n，便可利用式（2.45）计算求得土的干密度 ρ_d。

相应于饱和度为 100 %的干密度曲线，称为“零空气含量”曲线。相应于不同饱和度的干密度曲线通常同土的压实曲线画在一起（图 2.15）。压实是一种机械方法，用以提高土的干密度（亦即加密作用）。压实方法在许多土力学书籍中已有介绍，本书将不讨论这个问题。

利用式（2.40）和式（2.31），可以建立土的重力含水量 w 和体积含水量 θ_w 之间的关系：

$$\theta_w = \frac{SwG_s}{S + wG_s} \tag{2.46}$$

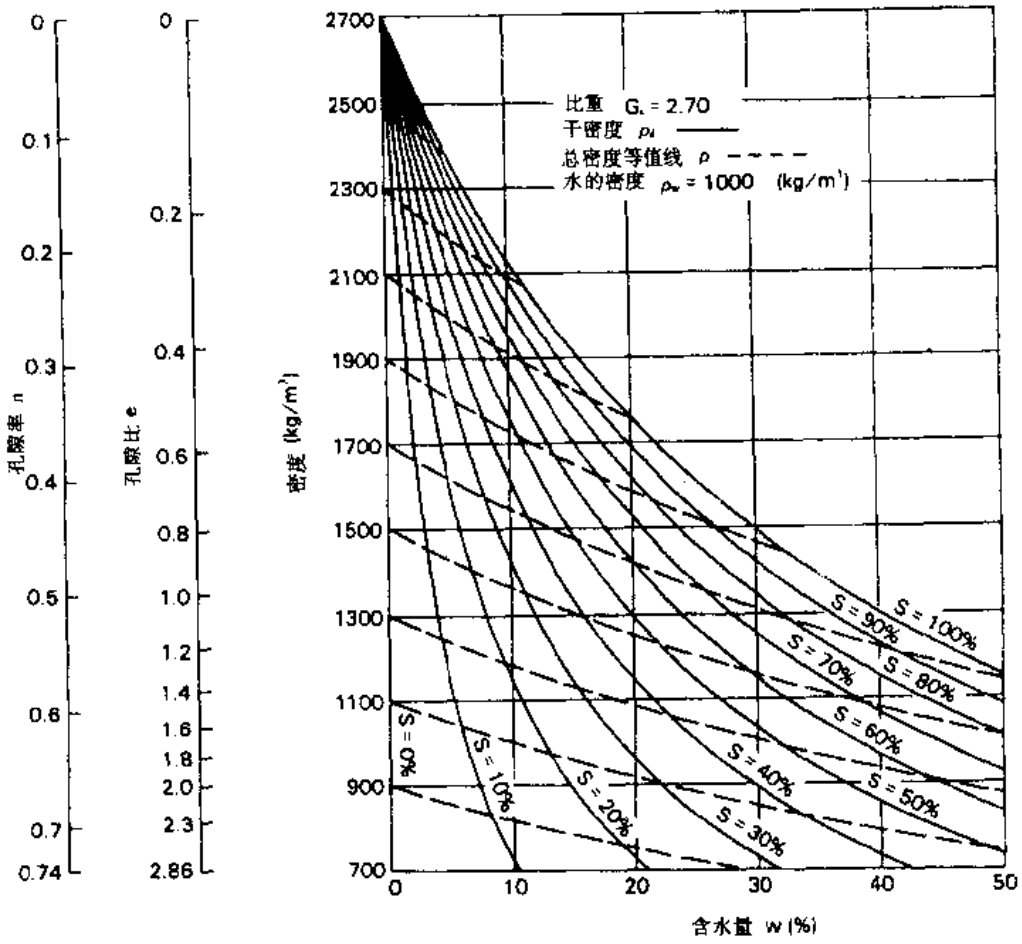


图 2.14 非饱和土的体积-质量关系

2.3.7 体积-质量性质的变化

式（2.40）所代表的基本体积-质量关系适用于 S、e 和 w 的任意组合。这几个体积-质量性质中的任何一个（亦即 S、e 或 w）有变化，其他两个性质将跟着发生变化。如果三个性质中有两个发生变化，必须确定或测出它们的变化，才能计算得出第三个性质的变化。已知孔隙比 e 和含水量 w 的变化，就能计算得出饱和度 S 的变化。同理，已知 S 和 e（或 S 和 w）的变化，就能计算得出 w（或 e）的变化。

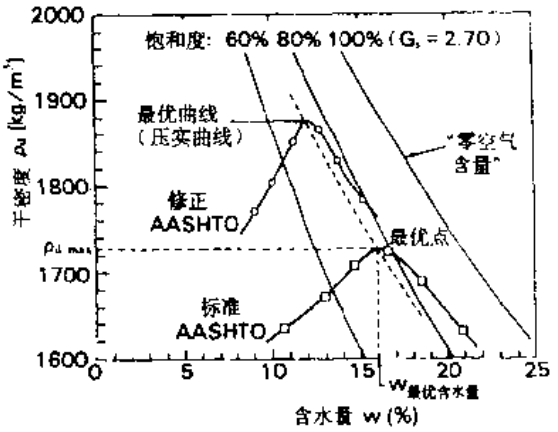


图 2.15 标准及修正 AASHTO[●] 压实曲线

[●] AASHTO 美国州公路及交通官员协会的英文字头简称—译注。

利用式（2.40）所代表的基本体积-质量关系，可以推导得出各种体积-质量性质变化之间的关系。考虑由于经历某种作用，土的体积-质量关系发生变化。在作用过程未开始时，土的各个体积-质量性质之间存在如下关系：

$$S_i e_i = w_i G_s \tag{2.47}$$

式中

S_i——初始饱和度；

e_i——初始孔隙比；

w_i——初始含水量。

作用过程终了时，土的各个体积-质量性质之间同样满足土的基本体积-质量关系：

$$S_f e_f = w_f G_s \tag{2.48}$$

式中

S_f——最终饱和度；

e_f——最终孔隙比；

w_f——最终含水量。

初始状态与最终状态之间存在如下关系：

$$S_f = S_i + \Delta S \tag{2.49}$$

$$e_f = e_i + \Delta e \tag{2.50}$$

$$w_f = w_i + \Delta w \tag{2.51}$$

式中

ΔS——饱和度变化；

Δe——孔隙比变化；

Δw——含水量变化。

将式（2.49）、（2.50）、（2.51）和（2.47）代入式（2.48），得：

$$S_i \Delta e + \Delta S e_i + \Delta S \Delta e = \Delta w G_s \tag{2.52}$$

饱和度变化 ΔS 可用孔隙比变化 Δe 和含水量变化 Δw 表示如下：

$$\Delta S = \frac{(\Delta w G_s - S_i \Delta e)}{e_f} \tag{2.53}$$

同样，将式（2.49）代入式（2.52）可求得孔隙比变化 Δe：

$$\Delta e = \frac{(\Delta w G_s - \Delta S e_i)}{S_f} \tag{2.54}$$

含水量变化 Δw 可写成：

$$\Delta w = \frac{(S_f \Delta e + \Delta S e_i)}{G_s} \tag{2.55}$$

2.3.8　气相压缩对混合物密度的影响

自然界的土，作为混合物，可以有各种不同的类型。土粒和空气的混合物构成干土，而土粒和水的混合物构成饱和土。介乎二者之间的非饱和土则是土粒、水和空气以不同体积比组成的混合物。

土粒、水和空气的混合物，其总密度由式（2.43）和（2.44）定义；其干密度 ρ_d 按式（2.45）计算，只考虑土粒的质量。

此外，还可以推导得出空气由于压缩发生体积变化时土的密度的计算公式。可借助图 2.11 所示活塞-透水石模型，先推导得出土粒、水和空气混合物的密度计算普遍公式，再延伸推导得出土粒和空气、土粒和水或空气和水的混合物密度计算公式以及每个相的密度计算公式。

活塞-透水石模型

考虑土的一个立方单元，下部为土粒，中部为水，上部为自由空气。除了顶面是密封的无摩擦活塞之外，其余各面均不透水，而且固定不动。表 2.12 列出每个相的初始体积-质量性质。初始时，液相含有一定数量的溶解空气，它们同自由空气保持平衡。现在增加作用于活塞上的荷载以提高空气压力。由于自由空气同溶解空气之间出现压力差，根据 Henry 定律，有一部分自由空气必然要溶入水中。此过程是随时间进行的。过程终了时，自由空气中的压力等于溶解空气的压力。水和空气的终值体积-质量性质如表 2.12 中所示。假设土粒是不可压缩的（亦即 V_s 为常数），整个过程中土粒的质量 M_s 也是不变的。同样假设，水的质量和体积（亦即 M_w 和 V_w）在整个过程中也是不变的。

在活塞上施加附加荷载之后，自由空气的体积和压力都变了。然而，空气（自由空气及溶解空气）的总质量不变。过程终了时，自由空气及溶解空气中的压力均从 $\overline{u}_{ai}$ 变成 $\overline{u}_a$，自由空气的体积从 V_{ai} 变成 V_a。如式（2.17）所示，在不同压力下溶解空气的体积 V_d 基本上保持不变。

土粒、水、空气混合物中每个相在初始及终了阶段的符号和标记　　表 2.12

每个相的体积-质量性质	初始阶段	终了阶段
固相		
体积	V_s	V_s
质量	M_s	M_s
密度	$\rho_s = M_s / V_s$	$\rho_s = M_s / V_s$
液相（水和溶解空气）		
水和溶解空气的体积	V_w	V_w
水的质量	M_w	M_w
水的密度	$\rho_w = M_w / V_w$	$\rho_w = M_w / V_w$
溶解空气的质量	M_{di}	M_d
水和溶解空气的质量	$M_w + M_{di}$	$M_w + M_d$
水和溶解空气的密度	$\rho_{wi} = (M_w + M_{di}) / V_w$	$\rho_{wf} = (M_w + M_d) / V_w$
饱和度	$S_i = V_w / V_v$	S
含水量	$w_i = M_w / M_s$	w
气相（自由空气与溶解空气）		
自由空气的体积	V_{ai}	V_a
溶解空气的体积	V_d	V_d
空气的绝对压力	$\overline{u}_{ai}$	$\overline{u}_a$
空气的密度	ρ_{ai}	ρ_a
体积可溶性系数	$h = V_d / V_w$	h
孔隙（水和空气）		
孔隙比	$e_i = V_v / V_s$	e

Boyle 定律指出，一定数量气体的体积和绝对压力的乘积，在恒温条件下为常数。应用于上述自由空气和溶解空气，可以求得自由空气的终值体积 V_a：

$$(V_{ai} + V_d)\overline{u}_{ai} = (V_a + V_d)\overline{u}_a \tag{2.56}$$

$$V_a = (V_{ai} + V_d)\frac{\overline{u}_{ai}}{u_a} - V_d \tag{2.57}$$

式中

V_{ai} ——自由空气的初始体积（相应于初始绝对压力 $\overline{u}_{ai}$）；

$\overline{u}_{ai}$ ——空气的初始绝对压力；

V_d——溶解空气的体积；

V_a——自由空气的终值体积（相应于终值绝对压力 $\overline{u}_a$）；

$\overline{u}_a$ ——空气的终值绝对压力。

由于压力变化，自由空气和溶解空气的密度也发生变化（见式（ 2.9 ））。在恒温条件下，空气的初始密度和终值密度之间存在如下关系：

$$\rho_a = \frac{\overline{u}_a}{\overline{u}_{ai}}\rho_{ai} \tag{2.58}$$

式中

ρ_{ai}——空气（自由空气和溶解空气）的初始密度（相应于初始空气压力）；

ρ_a ——空气（自由空气和溶解空气）的终值密度（相应于终值空气压力）。

可以假设液相为不可压缩（亦即 V_w 为常数），但过程终了时，水加溶解空气的质量变了，因为溶解空气的质量从 M_{di} 变为 M_d。这相当于绝对空气压力从 $\overline{u}_{ai}$ 变为 $\overline{u}_a$，如 Henry 定律所描述。液相（亦即水加溶解空气）的终值密度ρ_{wf}等于过程终了时水和溶解空气的总质量与水和溶解空气的体积的比值：

$$\rho_{wf} = \frac{M_w + M_d}{V_w} \tag{2.59}$$

式中

ρ_{wf}——液相（亦即水加溶解空气）的终值密度；

M_w——空气压力变化前及变化后的水的质量；

M_d——溶解空气的终值质量；

V_w——空气压力变化前及变化后的水的体积。

溶解空气的质量 M_d 等于溶解空气的体积 V_d 和空气密度ρ_a的乘积（式（ 2.58 ））：

$$M_d = V_d\left(\frac{\overline{u}_a}{\overline{u}_{ai}}\rho_{ai}\right) \tag{2.60}$$

将式（ 2.60 ）代入式（ 2.59 ），便得水的终值密度ρ_{wf}：

$$\rho_{wf} = \frac{M_w}{V_w} + \left(\frac{\overline{u}_a}{\overline{u}_{ai}}\rho_{ai}\right)\frac{V_d}{V_w} \tag{2.61}$$

式（ 2.61 ）的第一项（亦即 M_w / V_w）是不含溶解空气的水的密度。

质量守恒原理应用于混合物

根据质量守恒原理，混合物的终值密度可写成：

$$\rho V = \rho_s V_s + \rho_{wf} V_w + \rho_a V_a \tag{2.62}$$

式中

ρ——空气压力变化后，混合物（亦即土粒、水和空气）的总密度；

V——绝对气压变化后，混合物的总体积（亦即 $V_s + V_w + V_a$）；

ρ_s——土粒密度；

V_s——土粒体积。

将式（2.57）、（2.58）、（2.61）代入式（2.62），便可推导得出混合物密度的计算公式：

$$\rho = \frac{\rho_s V_s + \left\{\rho_w + \left(\frac{\overline{u}_a}{\overline{u}_{ai}}\rho_{ai}\right)\frac{V_d}{V_w}\right\}V_w + \left(\frac{\overline{u}_a}{\overline{u}_{ai}}\rho_{ai}\right)\left\{\left(V_{ai}+V_d\right)\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - V_d\right\}}{V_s + V_w + \left(V_{ai}+V_d\right)\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - V_d} \tag{2.63}$$

上式可简化写成：

$$\rho = \frac{\rho_s V_s + \rho_w V_w + \rho_{ai} V_{ai} + \rho_{ai} V_d}{V_s + V_w + V_{ai}\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} + V_d\left(\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - 1\right)} \tag{2.64}$$

溶解空气的体积 V_d 可用水的体积 V_w 和体积可溶性系数 h 的乘积表示（亦即 $V_d = hV_w$）。因此，式（2.64）可改写成：

$$\rho = \frac{\rho_s V_s + \rho_w V_w + \rho_{ai} V_{ai} + \rho_{ai} h V_w}{V_s + V_w + V_{ai}\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} + hV_w\left(\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - 1\right)} \tag{2.65}$$

每个相的体积，利用初始孔隙比 e_i 和初始饱和度 S_i，可以同土粒体积 V_s 联系起来。因此，水的体积 V_w 可写成：

$$V_w = S_i e_i V_s \tag{2.66}$$

而自由空气的初始体积可写成：

$$V_{ai} = \left(1 - S_i\right)e_i V_s \tag{2.67}$$

将式（2.66）和（2.67）代入式（2.65），并用 V_s 除分子及分母，得：

$$\rho = \frac{\rho_s + \rho_w S_i e_i + \rho_{ai}\left(1 - S_i\right)e_i + \rho_{ai} h S_i e_i}{1 + S_i e_i + \left(1 - S_i\right)e_i\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} + hS_i e_i\left(\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - 1\right)} \tag{2.68}$$

将基本体积-质量关系（亦即 $S_i e_i = w_i G_s$）代入式（2.68），可得计算土（土颗粒-水-空气混合物）的密度的另一表达式：

$$\rho = \frac{\rho_s + \rho_w w_i G_s + \rho_{ai}\left(e_i - w_i G_s\right) + \rho_{ai} h w_i G_s}{1 + w_i G_s + \left(e_i - w_i G_s\right)\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} + hw_i G_s\left(\frac{\overline{u}_{ai}}{\overline{u}_a} - 1\right)} \tag{2.69}$$

式（2.68）和（2.69）是土中的空气压力发生变化之后混合物密度的普遍计算公式。公式考虑了空气由于压力发生变化而溶入水中的因素。对于空气来不及溶入水中的情况，可设体积可溶性系数 h 为零。

上面这些公式采用初始饱和度和初始孔隙比作为参数。混合物在空气压力发生变化前的

密度也可以用上面这些公式计算，只要设 $\bar{u}_z$ 等于 $\bar{u}_{ai}$。这些公式同样适用于空气压力不发生任何变化的混合物（亦即 $\bar{u}_a$ 等于 $\bar{u}_{ai}$）。

土粒-水-空气混合物

混合物密度的普遍公式可改写成专用于某特定混合物的密度计算。例如，对于空气压力不发生变化的非饱和土，假设气体质量可以忽略不计（$\rho_{ai}=0$），气体压力没有变化（$\bar{u}_a=\bar{u}_{ai}$），则含水量、饱和度、孔隙比均保持不变（亦即 $w_i=w$，$S_i=S$，$e_i=e$）。在这种情况下，式（2.69）成为：

$$\rho=\frac{\rho_s+\rho_w wG_s}{1+e} \tag{2.70}$$

土粒密度可用土粒比重表示（亦即 $\rho_s=G_s\rho_w$），因此，式（2.70）亦可写成：

$$\rho=\frac{G_s+Se}{1+e}\rho_w \tag{2.71}$$

式（2.71）也就是空气压力不发生变化情况下土的总密度计算公式，它同前面推导得出的式（2.44）一样。

气-水混合物

混合物普遍公式亦可用于气-水混合物。设土粒体积 V_s 为零，初始孔隙比 e_i 变成无穷大。用初始孔隙比 e_i 除式（2.68）的上方和下方，得：

$$\rho=\frac{\dfrac{\rho_s}{e_i}+\rho_w S_i+\rho_{ai}(1-S_i)+\rho_{ai}hS_i}{\dfrac{1}{e_i}+S_i+(1-S_i)\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}+hS_i\left(\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}-1\right)} \tag{2.72}$$

设初始孔隙比为无穷大，上式成为：

$$\rho_m=\frac{\rho_w S_i+\rho_{ai}(1-S_i)+\rho_{ai}hS_i}{S_i+(1-S_i)\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}+hS_i\left(\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}-1\right)} \tag{2.73}$$

式中

ρ_m——空气压力从 $\bar{u}_{ai}$ 变为 $\bar{u}_a$ 之后气-水混合物的密度。

气-水混合物的密度总是在空气的密度和水的密度之间。气-水混合物的终值密度随空气终值压力 $\bar{u}_a$ 的增加而增加。如果空气压力不断增加，气-水混合物的密度将达到液相（亦即水加溶解空气）的密度。如果空气的密度可以忽略不计，那么气-水混合物的密度将达到水的密度（亦即 ρ_m 趋近 ρ_w）。这时候，自由空气完全溶入水中，饱和度趋近 100 %。

从式（2.73）可以求得使气-水混合物达到饱和所需的空气压力值。代入 $\rho_m=\rho_w$ 和 $\rho_{ai}=0$，并用初始饱和度 S_i 除公式的上、下部分：

$$\rho_w=\frac{\rho_w}{1+\left(\dfrac{1}{S_i}-1\right)\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}+h\left(\dfrac{\bar{u}_{ai}}{\bar{u}_a}-1\right)} \tag{2.74}$$

解式（2.74），得孔隙气压力值：

$$\bar{u}_a = \left(1 + \frac{1 - S_1}{S_1 h}\right)\bar{u}_{ai} \qquad (2.75)$$

从式（2.75）可见，使全部自由空气溶入水中所需的终值空气压力取决于混合物的初始饱和度 S_1 和初始空气压力 $\bar{u}_{ai}$。初始饱和度愈低，使气-水混合物饱和所需的空气压力愈大。从式（2.75）求得的空气压力绝对值 $\bar{u}_a$ 基本上同 Bishop 和 Eldin（1950）以及 Schuurman（1966）提出的使土达到饱和所需的最大空气压力值一样。

第 3 章　应力状态变量

土的力学性状（亦即体变和抗剪强度性状）取决于土中的应力状态。土中的应力状态可用若干应力变量的组合来描述，这些应力变量称之谓“应力状态变量”，其更全面的定义见第 1 章。这些变量必须与土的物理性质无关。为描述土的应力状态所需的应力状态变量的数目主要取决于所涉及的相的数目。

饱和土的有效应力（$\sigma - u_a$）常常被看作是一个物理法则。实际上，它只是一个可用于描述饱和土性状的应力状态变量。有效应力变量可用于砂、粉土或粘土，因为它同土的性质无关。饱和土的体变和抗剪强度特征均由有效应力控制。

一直较难建立适用于非饱和土的、较理想的应力状态变量。只是到最近，才对可实际应用的应力状态变量达成若干共识。本章将试图回顾一下：（1）应力状态描述的历史发展过程；（2）应力状态描述的数学表达方式及试验验证；（3）应力状态描述的实际应用。应力状态变量的大小对工程师分析实际工程问题很重要。本章将说明应力状态描述如何从非饱和土平顺地过渡到饱和土。

非饱和土的应力分析将作为饱和土理论的延伸来介绍。在饱和土应力分析中使用的一些原理（如 Mohr 图）同样适用于非饱和土。

3.1　应力状态描述的历史

有效应力概念已被普遍接受用于研究饱和土。曾经试图对非饱和土也建立类似的有效应力概念，但由于非饱和土比饱和土复杂得多，对其应力状态描述一直难于达成共识。对非饱和土采用一个单值的有效应力所遇到的许多困难使许多研究人员终于认识到对非饱和土应当采用两个独立的应力状态变量。

3.1.1　饱和土的有效应力概念

土力学作为一门科学，在解决涉及饱和土的许多岩土工程问题中取得了很大成功。这要归功于工程师能够将观察到的土的性状同土中的应力状态联系起来。Terzaghi（1936）对控制饱和土性状的应力状态变量是这样描述的：

土体中任意点的应力可以从作用于该点的总主应力σ_1、σ_2、σ_3计算得出。如土的孔隙中充满水，水中应力为 u_a，则总主应力由两部分构成。一是各向等值作用于水和土粒的 u_a，称为中性（或孔隙水）压力。二是差值部分$\sigma_1' = \sigma_1 - u_a$、$\sigma_2' = \sigma_2 - u_a$和$\sigma_3' = \sigma_3 - u_a$，代表超过中性应力 u_a的部分，仅作用于土的固相上。由于应力变化造成的各种可量测后果，如压缩、畸变和抗剪强度变化，都是由于有效应力σ_1'、σ_2'和σ_3'的变化所造成的。

饱和土的应力状态变量称为有效应力，通常用下式表示：

$$\sigma' = \sigma - u_a \tag{3.1}$$

式中

σ' ——有效法向应力；

σ ——总法向应力；

u_w ——孔隙水压力。

式（3.1）称为有效应力公式，它是饱和土的应力状态变量的定义。事实证明，只需要一个单值的有效应力或应力状态变量〔亦即（$\sigma - u_w$）〕就可以描述饱和土的力学性状。更完整的应力状态描述应当是写出三个正交方向中每个方向的有效应力，包括剪切分量。有效应力作为饱和土的应力状态变量，其合理性已为试验所证实并被普遍接受（Rendulic，1936；Bishop 和 Eldin，1950；Laughton，1955；Skempton，1961）。

有效应力概念已成为饱和土力学的重要基础。饱和土的所有力学性质均由有效应力控制。体积变化及抗剪强度变化均取决于有效应力的变化。换言之，有效应力变化将改变饱和土的平衡状态。有效应力概念在描述饱和土的性状方面取得的成功常常使人们把它当作是一个法则。实际上，式（3.1）所表达的有效应力公式并不是物理法则，但有效应力已被证实是控制饱和土性状的唯一应力状态变量。

曾经试图用其他不同方式表达有效应力，但提出的公式中含有土的性质（如土粒之间的接触面积）。这从连续介质力学的观点来说是成问题的，因为作为应力状态变量的本构关系中不应含有材料的性质。

3.1.2 提出过的非饱和土有效应力公式

非饱和土的性状比饱和土的性状复杂。非饱和土通常被认为是三相系（Lambe 和 Whitman，1979）。最近，收缩膜（亦即水-气分界面）被认为是独立的第四相（Fredlund 和 Morgenstern，1977）。下面进行非饱和土的应力理论分析时将把收缩膜作为第四相考虑。

饱和土的有效应力概念最好能延伸应用于非饱和土。所提出的许多非饱和土“有效应力”公式，全都企图采用一个单值的有效应力或应力状态变量，并都含有土的参数。将土的性质纳入应力状态描述导致许多困难。描述应力状态的变量应当与土的性质无关（Fung，1977）。试验结果表明，量测出来的土的性质同所建议的有效应力之间不存在单值的关系。也就是说，建议的有效应力公式中的土性参数对不同问题（体变或抗剪强度）、不同应力路径、不同土类具有不同的数值大小（Jennings 和 Burland，1962；Coleman，1962；Bishop 和 Blight，1963；Burland，1964；Burland，1965；Blight，1965）。

最近，出现对非饱和土采用另一方式解决应力状态变量问题的趋势。换言之，有效应力公式被分成两个独立的应力状态变量，从而在土的应力状态描述中不再需要出现土的性质。对非饱和土，考虑收缩膜作为一个相，可以从理论上证明采用两个独立的应力状态变量的合理性（Fredlund 和 Morgenstern，1977）。本书中将贯穿使用两个独立的应力状态变量。

1941 年，Biot 提出了适用于含有封闭气泡的非饱和土的普遍固结理论。在联系应力与应变关系的本构公式中采用了有效应力（$\sigma - u_w$）和孔隙水压力 u_w 两个参数。换言之，他已认识到将总应力和孔隙水压力的作用加以区分的必要性。美国公路研究实验所的人员最先注意到土的吸力对公路及机场设计的重要意义（Croney，1952）。Croney 等人（1958）建议对非饱和土采用下面形式的有效应力公式：

$$\sigma' = \sigma - \beta' u_w \tag{3.2}$$

式中

σ' ——有效法向应力；

σ ——总法向应力；

β' ——结合系数，反映土中有助于提高抗剪强度的结合点的数目；

u_w ——孔隙水压力。

Bishop （1959）提出了获得广泛引用的有效应力表达式（1955年在挪威Oslo的一次讲演中）：

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi (u_a - u_w) \qquad (3.3)$$

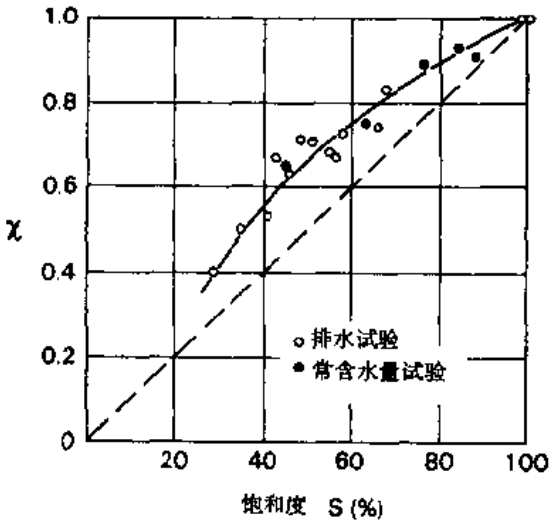


图 3.1　参数χ与饱和度S的关系

（a）无粘性粉土的χ值（依照 Donald, 1961）；

（b）压实土的χ值（依照 Blight, 1961）

式中

u_a——孔隙气压力；

χ——与土的饱和度有关的参数。

对饱和土，$\chi = 1$；对干土，$\chi = 0$。χ同饱和度之间的关系通过试验测定。曾经用无粘性粉土（Donald，1961）和压实土（Blight，1961）做试验，其结果分别如图3.1（a）和3.1（b）所示。从图中可以看到土的种类对χ参数的影响（Bishop 和 Henkel，1962）。Bishop 等人（1960）还做了饱和土和非饱和土的三轴试验，以支持Bishop公式〔亦即式（3.3）〕的应用。

Bishop 和 Donald（1961）发表了非饱和粉土的三轴试验结果。在这些试验中，分别控制并改变周围压力σ_3、孔隙气压力σ_a和孔隙水压力u_w，使$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$这两个变量在试验过程中保持不变。试验结果表明，在应力变化过程中，应力-应变关系曲线保持单调，从而证明式（3.3）是可信的。试验结果也同时证明了使用独立的两个应力状态变量是可行的。

Aitchison（1961）于1960年在伦敦举行的土的孔隙压力及吸力学术会议上提出了下列有效应力公式：

$$\sigma' = \sigma + \psi p^* \qquad (3.4)$$

式中

p^* ——孔隙水压力差值；

ψ ——参数，其数值从0到1。

Jennings（1961）在同一会议上提出了另一有效应力公式：

$$\sigma' = \sigma + \beta p^* \qquad (3.5)$$

式中

p^* ——负孔隙水压力取为正值；

β ——反映粒间接触面积的统计系数，通过试验测定。

如孔隙气压力是相同的，则式（3.2）、（3.3）、（3.4）和（3.5）均相等（亦即：

$\beta' = \chi = \psi = \beta$）。只有 Bishop 公式〔亦即式（3.3）〕中，总压力和孔隙水压力是相对于孔隙气压力而言的，其他公式中均采用相对于外部空气压力的压力表压力。

Jennings 和 Burland（1962）首先指出，Bishop 公式对大多数土的体积变化和有效应力的关系未能提供满意的结果，尤其当饱和度低于某临界值时。对粉土和砂，此临界值为 20 % 左右，对粘土，此临界值高达 85 ～ 90 %。

Coleman（1962）建议，在三轴试验中采用“折减”的应力变量（$\sigma_1 - u_a$）、（$\sigma_3 - u_a$）和（$u_w - u_a$）代表轴向压力、周围压力和孔隙水压力。然后，用这几个变量建立非饱和土的体变本构关系。

1963 年，Bishop 和 Blight 对过去提出的用于非饱和土的有效应力公式〔亦即式（3.3）〕重新进行了评价。他们注意到吸力（$u_a - u_w$）的变化对有效应力产生的影响不同于净法向应力（$\sigma - u_a$）变化产生的影响，提出了用于求解体变（或孔隙比变化Δe）与应力变量（$\sigma - u_a$）、（$u_a - u_w$）之间关系的图表。这进一步加强了应当独立地使用应力状态变量的观点。Blight（1965）得出结论，所建议的有效应力公式是否适用，主要取决于土所经历的变化过程属于哪种类型。Burland（1964、1965）对过去提出的有效应力公式的有效性进一步提出质疑，主张非饱和土的力学性状应尽可能同应力变量（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）相联系。

Richards（1966）在有效应力公式中加入了溶质吸力的分量：

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a) \qquad (3.6)$$

式中

χ_m——考虑基质吸力的有效应力参数；

h_m——基质吸力；

χ_s——考虑溶质吸力的有效应力参数；

h_s——溶质吸力。

这个公式后来很少被提及。Aitchison（1967）指出了参数χ的复杂性，他认为某个具体的χ值很可能只同某特定应力路径的某个（σ）和（$u_a - u_w$）应力组合相联系。他建议，分析非饱和土的性状时应将（σ）和（$u_a - u_w$）这两项分开考虑。后来，按照所建议的独立应力变量提出了有关的本构关系数据（Aitchison 和 Woodburn，1969）。

Matyas 和 Radhakrisma（1968）在描述非饱和土的体变性状时引入了“状态参数”的概念。他们认为，体变可以用以状态参数（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）为座标的三维表面表示。Barden 等人（1969a）也建议在分析非饱和土的体变时将外加应力（$\sigma - u_a$）和吸力（$u_a - u_w$）分开考虑。

Brackley（1971）对应用有效应力原理求解非饱和土体变性状进行了研究，认为试验结果显示单值有效应力公式有一定的使用限制。

Aitchison（1965a，1973）提出了与 Richards 公式〔亦即式（3.6）〕相类似而有一些修正的有效应力公式：

$$\sigma' = \sigma + \chi_m p''_m + \chi_s p''_s \qquad (3.7)$$

式中

p''_m——基质吸力（$u_a - u_w$）；

p''_s——溶质吸力；

χ_m和χ_s——与应力路径有关的土的参数，其数值通常在 0 至 1 之间。

上述历史表明，曾经做出很大努力想为非饱和土建立一个单值的有效应力公式。提出的

众多有效应力公式中均含有土的参数，以获得单值的有效应力变量。但试验结果表明，所建议的有效应力公式并非单值，而是与应力路径有关。有效应力公式中的土的参数很难确定。一般说来，所建议的许多有效应力公式都没有被普遍接受用于描述非饱和土的力学性状。Morgenstern（1979）对 Bishop 有效应力公式的应用是这样评述的："——它在实践中没起多大作用。参数χ值通过体积变化性状测定同通过抗剪强度测定并不一致。"

除上述试验上的困难之外，也许更为重要的是，理论上很难说明在描述应力状态时使用土的性质这种做法是合理的。Morgenstern（1979）指出，"有效应力是一个应力变量，它只同平衡条件有关，而式（3.3）含有与本构关系有关的参数χ。确定这个参数时，假定土的性状可以唯一地用单值的有效应力变量表达，并将非饱和的性状同饱和的性状相对应起来以计算χ值。正确的做法是，通过本构关系将平衡条件同变形联系起来，而不是将本构关系直接引入应力变量中去。"对各种有效应力公式进行重新评价之后，许多研究者倾向于采用两个独立的应力状态变量〔如（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w）〕来描述非饱和土的力学性状。

Fredlund 和 Morgenstern（1977）提出了建立在多相连续介质力学基础上的非饱和土应力分析。他们将非饱和土视作四相系，假定土粒为不可压缩，并认为土内不起化学作用。这些假定同饱和土土力学中通常采用的假定是一致的。

分析结果表明，可以用三个正应力变量中的任意两个来描述非饱和土的应力状态。换言之，对非饱和土有三个可能的应力状态变量组合，它们是：1.（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w），2.（$\sigma-u_w$）和（u_a-u_w），3.（$\sigma-u_a$）和（$\sigma-u_w$）。在三维应力分析中，非饱和土的应力状态变量形成两个独立的应力张量。这些将在下面讨论。曾经对提出的非饱和土应力状态变量进行了试验论证（Fredlund，1973）。

有了应力状态变量，便可用于建立本构关系式来描述非饱和土的抗剪强度及体变性状。这样也就不必去寻找一个既可用于抗剪强度又可用于体变的单值有效应力公式。采用独立的应力状态变量，使非饱和土的性状有可能得到更充分的描述。本书将以此作为叙述的基础。

3.2　非饱和土的应力状态变量

土的力学性状是由控制土的结构平衡的应力变量所控制。因此，可用控制土的结构平衡的应力变量作为土的应力状态变量。应力状态变量必须用总应力σ、孔隙水压力u_w和孔隙气压力u_a等可量测的应力表达。考虑土体中一点的应力状态后便可进行非饱和土的应力平衡分析。

3.2.1　非饱和土的平衡分析

有两种力可作用于土体单元，一是体积力，二是表面力。体积力作用于土体单元的重心，以单位体积上作用的力来表达。重力以及各相之间的相互作用力便是体积力。表面力，如外荷，只作用于土体单元的边界表面上。表面积趋向零时，单位面积上的表面力平均值趋向某极限值。此极限值称为作用于该面上的应力向量。应力向量垂直于作用面的分量定义为法向应力σ，平行于作用面的分量称为剪应力τ。

通过土体中的一点，可以有无数个面（或表面）。分析土体中一点的应力状态时，要考虑作用于构成该点无穷小立方单元的各个面上的全部应力。此外，还要考虑作用于该立方单元重心的体积力。由假想的正交边界面构成的立方单元也就是应力平衡分析中通常采用的自

土体（Fung，1969；Biot，1955；Hubbert 和 Rubey，1959）。图 3.2 所示的是具有无穷小尺寸 dx、dy、dz 的土体立方单元及作用于该单元各个面上的法向应力和剪应力。体积力未在图上示出。

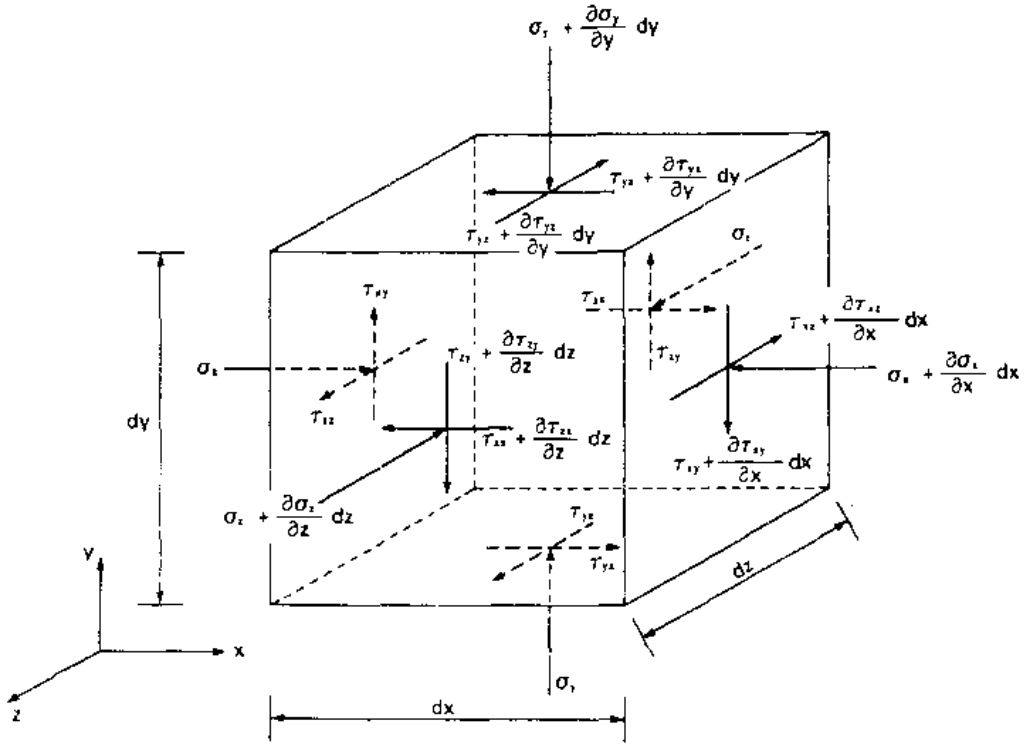


图 3.2 作用于无穷小立方土单元上的法向应力和剪应力

作用于土体单元的法向应力和剪应力

法向应力和剪应力沿 x、y 和 z 方向作用于各个面上。法向应力 σ 有一个足标表明它所作用的面。土一般承受法向压应力。在土力学中通常用正号表示压应力。图 3.2 中所示的法向应力全都是正的压应力。如方向相反，则是负的法向应力或拉应力。

剪应力 τ 有两个足标。第一个足标表示它所作用的面，第二个足标表示它的作用方向。例如，τ_{yz} 是作用于 y 平面上沿 z 方向的剪应力。图 3.2 中所示的剪应力均具正号。如方向相反，则是负的剪应力。

设绕 x、y 和 z 轴的力矩总和均等于零，便可得出下列剪应力关系：

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \qquad (3.8)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} \qquad (3.9)$$

$$\tau_{yz} = \tau_{zy} \qquad (3.10)$$

从单元体的一面到另一面，应力分量有所不同。应力分量的这种空间变化可用应力分量的空间导数表示。沿 x、y 和 z 方向的应力变化构成应力场（图 3.2）。

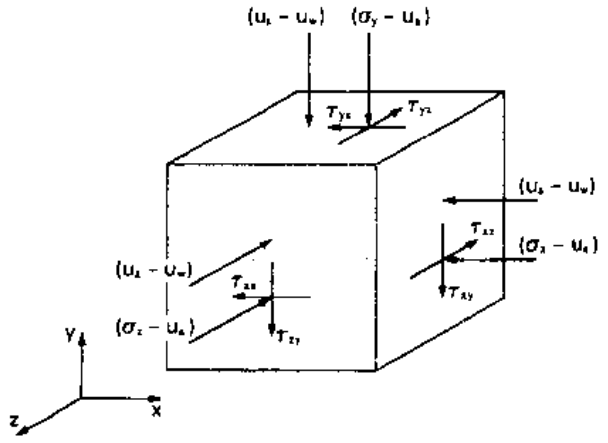


图 3.3 非饱和土的应力状态变量

平衡方程

非饱和土的应力平衡条件详见附录 B。取非饱和土的一个立方单元考虑（图 3.3）。应用牛顿第二定律，求作用于该立方单元各个方向（亦即 x、y 和 z 方向）上的力的总和。对非饱和土来说，平衡条件意味着土的四个相（亦即空气、水、收缩膜和土粒）均处于平衡状态。假设每个相在每个方向上均形成独立的、线性的、连续一致的应力场，可以写出每个相独立的的平衡方程，然后应用叠加原理将其叠加起来。但这样做，并不一定能得出用可量测应力表示的平衡方程。例如，粒间应力便无法直接测出。因此，必须将各个独立的相按一定方式组合起来，使可量测的应力出现在土结构（亦即土粒排列）的平衡方程中。

利用气相、水和收缩膜的平衡方程以及土单元的总体平衡方程，可以求出土结构的平衡方程。以 y 方向为例，土结构的平衡方程如下式所示：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\left(\sigma_y-u_a\right)}{\partial y}+\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}$$
$$+\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial u_a}{\partial y}+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}=0 \qquad (3.11)$$

式中

τ_{xy}——沿 y 方向作用于 x 面上的剪应力；

σ_y——沿 y 方向（或作用于 y 面上）的总法向应力；

u_a——孔隙气压力；

f^*——土结构平衡与收缩膜平衡之间的相互作用函数；

$(\sigma_y - u_a)$——作用于 y 方向的净法向应力；

n_w——与液相有关的孔隙率；

n_c——与收缩膜有关的孔隙率；

u_w——孔隙水压力；

$(u_a - u_w)$——基质吸力；

τ_{zy}——沿 y 方向作用于 z 面上的剪应力；

n_s——与土粒有关的孔隙率；

g——重力加速度；

ρ_s——土粒密度；

F_{sy}^w——液相与土粒之间沿 y 方向的相互作用力（亦即体积力）；

F_{sy}^a——气相与土粒之间沿 y 方向的相互作用力（亦即体积力）。

对 x 和 z 方向，亦可写出类似的平衡方程。控制土结构平衡的应力变量〔亦即式（3.11）〕通过相互作用函数 f^*亦控制收缩膜的平衡。

3.2.2 应力状态变量

从土结构的平衡方程（式（3.11））可得出独立的三组法向应力：（$\sigma_y - u_a$）、（$u_a - u_w$）和（u_a）。它们控制土结构和收缩膜的平衡。这几个变量的组成是物理上可量测的。假设土粒和水为不可压缩，则应力变量u_a可以消除。（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）也就成为非饱和土的应力状态变量。更具体地说，它们也就是控制土结构和收缩膜平衡的应力向量。

同理，从x和z方向的土结构平衡方程可以得出相似的应力状态变量。因此，非饱和土的全面应力状态可以用两个独立的应力张量表示：

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \tag{3.12}$$

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \tag{3.13}$$

这两个张量不能合成一个矩阵，因为在偏微分项外面（见式（3.11）），应力变量带有不同的土的性质参数（亦即孔隙率）。孔隙率是土的性质，不应当在土的应力状态描述中出现。图3.3表示两个独立的张量作用于非饱和土的一点。

对于土粒或孔隙水为可压缩的情况，需要增加一个应力张量u_a才能描述土中一点的应力状态：

$$\begin{bmatrix} u_a & 0 & 0 \\ 0 & u_a & 0 \\ 0 & 0 & u_a \end{bmatrix} \tag{3.14}$$

孔隙气压力和孔隙水压力通常用“压力表压力”表示。这是工程界的习惯用法。但在某些情况下，例如涉及气体定律时，必须用绝对气体压力。图3.4表示绝对压力与压力表压力之间的关系。

应力状态变量的其他组合

土结构的平衡方程（亦即式（3.11））也可以改为采用孔隙水压力u_w或总法向应力σ作为基准（见附录B）。如果采用孔隙水压力u_w作为基准，那么从土结构的平衡方程中得出的应力状态变量组合将是（$\sigma - u_w$）、（$u_a - u_w$）和（u_w）。如果采用总法向应力σ作为基准，那么从土结构的平衡方程中得出的应力状态变量组合将是（$\sigma - u_a$）、（$\sigma - u_w$）和（σ）。

用于非饱和土应力状态变量的可能组合 表3.1

有关的压力	应力状态变量
空气压力u_a	（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_a$）
水压力u_w	（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）
总压力σ	（$\sigma - u_a$）和（$\sigma - u_w$）

总之，对非饱和土有三组应力状态变量可用于描述与土结构和收缩膜有关的应力状态，如表3.1所示。这三组应力状态变量是根据三个不同的基准（亦即u_a、u_w和σ）从土结构的

平衡方程中推导得出的。在这三组中，（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）这组最适合于在工程实践中应用（Fredlund，1979；Fredlund 和 Rahardjo，1987），因为总法向应力变化造成的影响可以同孔隙水压力变化造成的影响区分开来。而且，在大多数实际工程问题中，孔隙气压力等于大气压力（亦即压力表压力为零）。因此，以孔隙气压力作为基准推导得出的应力状态变量组合最简单合理而便于应用。本书中一律采用（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）这组应力状态变量，并称前者为净法向应力，后者为基质吸力。

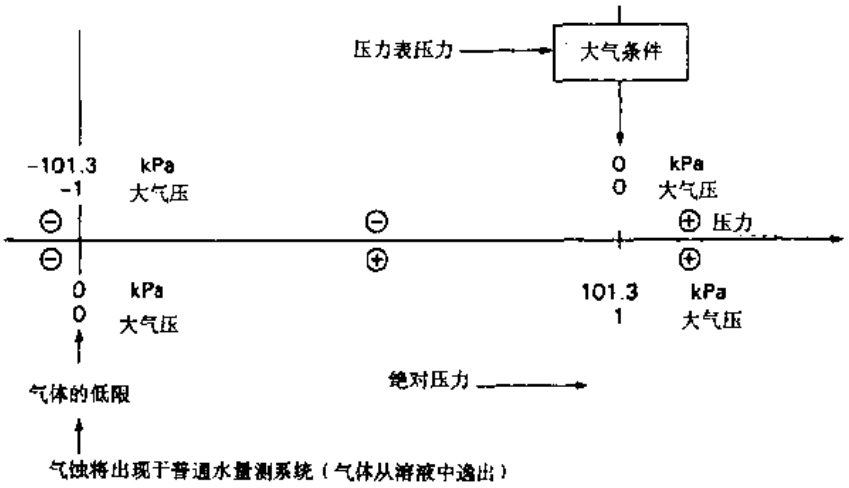


图 3.4　绝对压力与压力表压力之间的关系

3.2.3　饱和土作为非饱和土的特例

饱和土可以看作是非饱和土的一个特例。在饱和土中，非饱和土的四个相减少成为两个相（亦即土粒和水）。采用与非饱和土同样的原理，可以推导得出饱和土的各相的平衡方程（附录 B）。在饱和土的应力状态同非饱和土的应力状态之间有一个平顺的过渡。

非饱和土趋向饱和时，饱和度趋向 100 %。这时候，孔隙水压力 u_w 接近孔隙气压力 u_a，而吸力这项（$u_a - u_w$）趋向零。对饱和土这种特殊情况，只剩下第一应力张量：

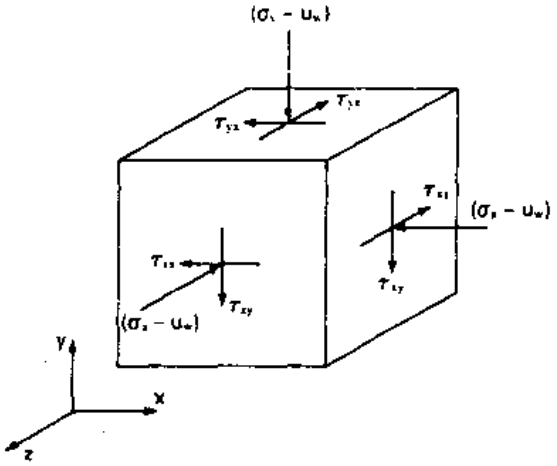


图 3.5　饱和土的应力状态变量

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_w) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_w) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_w) \end{bmatrix} \qquad (3.15)$$

而没有第二应力张量，因为吸力（$u_a - u_w$）趋向零。非饱和土第一应力张量〔亦即式（3.12）〕中的孔隙气压力在饱和土应力张量〔亦即式（3.15）〕中变成孔隙水压力 u_w。饱和土的应力状态变量示于图 3.5。上述表明，从非饱和土到饱和土，或从饱和土到非饱和土，应力状态有一平顺的过渡。

从饱和土的应力张量可以看出，总应力和孔隙水压力的差值构成一个可用于描述平衡的应力状态变量。这个应力状态变量（$\sigma - u_w$）通常称之谓有效应力（Terzaghi，1936）。所谓有效应力原理实际上也就是一个用于描述饱和土的力学性状的应力状态变量。对于土粒为可压缩的情况，应增加一个应力张量（亦即 u_w），才能全面描述饱和土的应力状态（Skempton，1961）。

3.2.4 干土

通过蒸发或风吹，土可以变干。基质吸力随着土变干而增加。许多试验表明，当土的含水量趋近 0%时，基质吸力可达 620 ～ 980 MPa 限值（Fredlund，1964）。土的含水量与吸力之间的关系曲线通常称为土-水特征曲线。图 3.6 所示的是 Regina 粘土的土-水特征曲线，它以重力含水量（wGs）和基质吸力作为纵横座标。孔隙比 e 和基质吸力的关系亦表示在图中。从图中可见，孔隙比和含水量随吸力的增大而减小。图 3.7 所示的是另外一些土的试验结果，这些曲线以体积含水量 θ_w 和基质吸力作为纵横座标。在这两张图中可以看到，当含水量接近 0 %时，吸力趋近于 980MPa（亦即 9.8×10^5 kPa）数值。从这两张图还可以看出，含水量同吸力之间的关系是连续的。换言之，在土逐渐变干过程中，二者之间的关系并没有任何中断。此外，如图 3.8 所示，当含水量趋近 0 %时，孔隙比趋近处于缩限状态时的孔隙比。即使是砂性土，吸力也是随着土变干而一直继续增加。

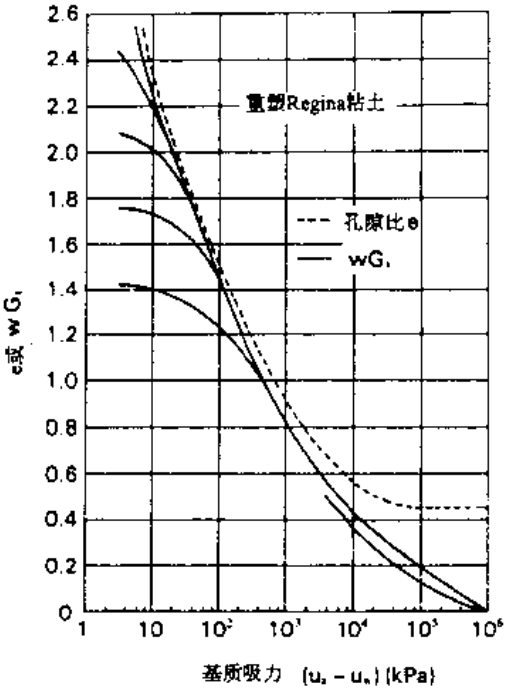


图 3.6 Regina 粘土的土-水特征曲线

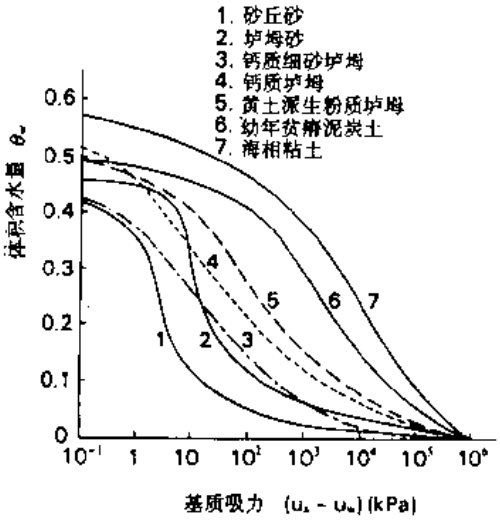


图 3.7 荷兰若干种土的土-水特征曲线

基质吸力的变化虽然对土的力学性状产生影响，但这种影响随着土趋近完全变干而愈来愈不重要。换言之，吸力变化对干土的体积变化或抗剪强度已不起多大作用。对干土来说，净法向应力（$\sigma - u_a$）成为控制其力学性状的唯一应力状态变量。

图 3.8 表示基质吸力变化对 Regina 粘土体积变化的影响。随着吸力增大，土的含水量降低，体积缩小。但在土完全变干之前一段，无论吸力增大多少，土的体积基本保持不变。

当土完全变干时，吸力变化对土的性质不再产生重要影响。虽然基质吸力仍是一个应力状态变量，但已不需要用它描述土的性状。只用以（$\sigma - u_a$）为变量的第一应力张量就可以

描述干土的体积缩小（图3.9）：

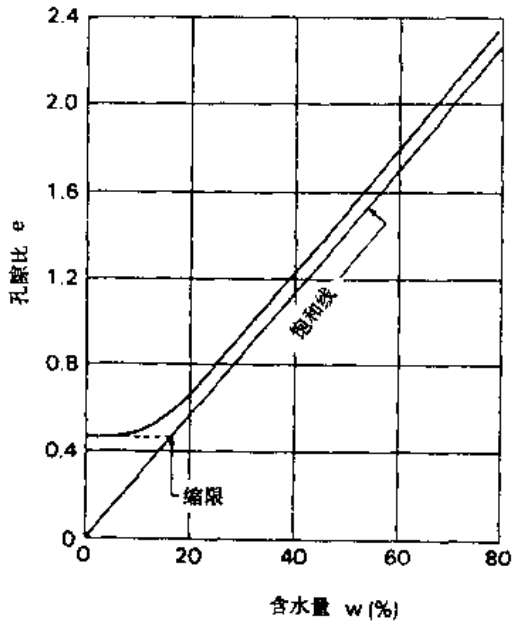


图3.8　Regina粘土的孔隙比与含水量关系（引自Fredlund，1964）

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \qquad (3.16)$$

另一方面，研究干土的体积增大或膨胀问题时，可能需要考虑基质吸力作为一个应力状态变量。

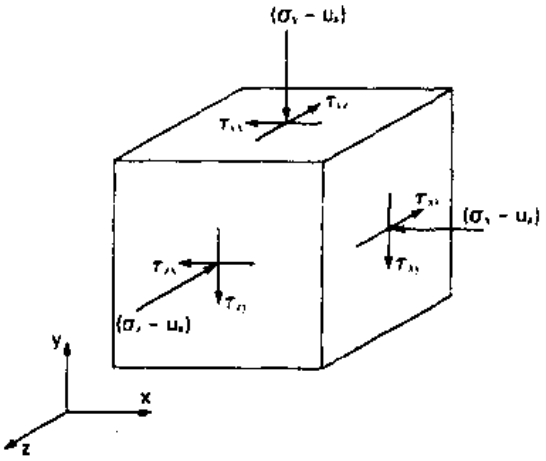


图3.9　干土的应力状态变量

3.3　极限应力状态

非饱和土的应力组成，在大小方面必须符合下列次序才能保证稳定的平衡状态：

$$\sigma > u_a > u_w \qquad (3.17)$$

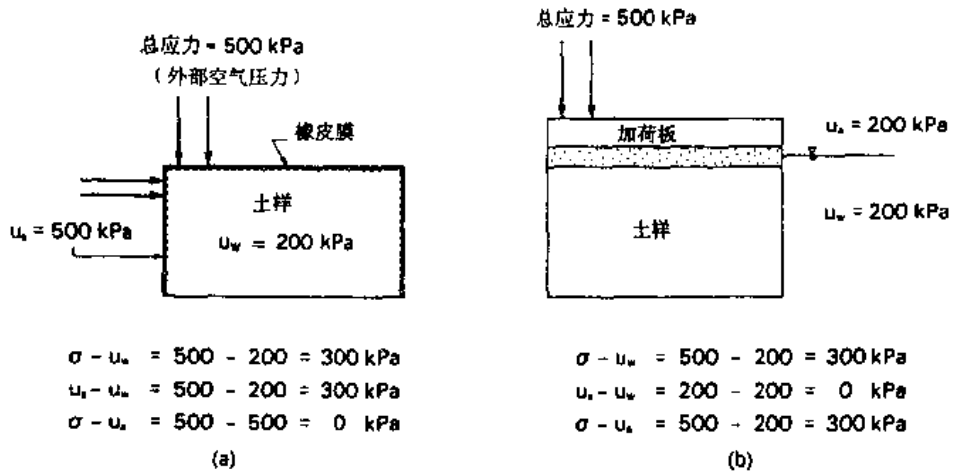


图3.10　在极限应力状态条件下进行的试验（a）压力板试验；（b）反压固结试验。

应力状态变量中有一个变成零时，便会出现极限应力状态。例如，当孔隙气压力 u_a 瞬时超过总应力 σ 时，土样有可能发生“爆炸”。换言之，变量（$\sigma - u_a$）一旦成为零，极限应

力状态就出现。压力板试验中利用的就是这个极限应力条件（图 3.10 （ a ））。假设在非饱和土样上施加大于孔隙水压力的外部空气压力，那么想象土样被橡皮膜包起来，它所承受的总应力等于外部空气压力。这时候，土内的孔隙气压力也等于外部空气压力。既然总应力σ和孔隙气压力的差值为零，应力状态变量（$\sigma - u_a$）也就消失。在这种极限状态下，用应力状态变量（$u_a - u_w$）便可描述非饱和土的性状。

基质吸力（$u_a - u_w$）消失时，也会出现另一种极限应力状态。土内的孔隙水压力增大到超过孔隙气压力时，土的饱和度便接近 100%，施加反压的固结试验便是一个例子（图 3.10 （ b ））。试验中出现的就是这种由于吸力消失造成的极限状态。当反压加到非饱和土的液相上，使土的饱和度接近 100%，并使孔隙水压力等于孔隙气压力时，基质吸力成为零。现在用一个应力状态变量（$\sigma - u_w$）便可描述土的性状。在孔隙气压力等于孔隙水压力这一极限应力状态下实现从非饱和情况到饱和情况的平顺过渡。

在饱和土中，当应力状态变量（$\sigma - u_w$）（亦即：有效应力）成为零时便进入极限状态。这时候，饱和土失去稳定，出现“流动”现象；如孔隙水压力继续增大，则出现“沸腾”现象。

3.4 应力状态变量的试验验证

理论上的应力状态变量，应当通过试验来验证它的有效性。 Fredlund 和 Morgenstern （ 1977 ）提出如下准则：

> “一组正确的独立应力状态变量应当是：当应力状态变量的个别组成部分有所改变而应力状态变量本身保持不变时，单元体不发生畸变或体变。这样，考虑介质的某应力点时，每个相的应力状态变量均使该相处于平衡。”

Fredlund 和 Morgenstern （ 1977 ）将验证应力状态变量的试验称为“零位”试验。“零位”试验的工作原理是以上述验证准则为基础，考虑非饱和土的总体积变化和水体积变化。试验中采用轴平移技术（ Hilf， 1956 ）。 Bishop 和 Donald （ 1961 ）对非饱和粉土做过类似的抗剪强度零位试验。

3.4.1 轴平移的概念

进行非饱和土试验时，如果孔隙水压力接近-1 大气压力（亦即零绝对压力），将会遇到困难，因为当量测系统中的水压力接近-1 大气压力（亦即-101.3 kPa 压力表压力）时，水将开始出现气蚀现象，并使量测系统中充满气体。这时候，量测系统中的水会被迫进入土中。

在试验室内做非饱和土试验时，为避免量测低于零绝对压力的孔隙水压力，通常采用轴平移技术。具体做法是将基准压力（孔隙气压力）平移，使孔隙水压力能以正的空气压力作为量测基准（ Hilf， 1956 ）。图 3.11 所示的是零值型压力板试验的成果，试验中采用轴平移技术量测吸力。详

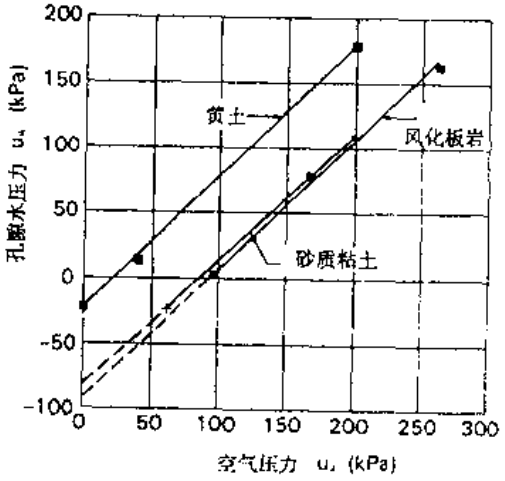


图 3.11 用轴平移技术测定基质吸力（引自 Hilf， 1956 ）

细说明见第4章。在非饱和土试件上施加不同的外部空气压力，使土内孔隙气压力 u_a 变成等于外加空气压力。其结果，孔隙水压力 u_w 会跟着外加空气压力发生同样变化。这样，虽然孔隙气压力和孔隙水压力二者都平移了，但土中吸力保持不变。由于孔隙水压力被增加到正值，也就能够在没有气蚀情况下对它进行量测。许多学者在做非饱和土的体变和抗剪强度时均成功地应用过轴平移技术（Bishop 和 Donald，1961；Gibbs 和 Coffey，1969b；Fredlund，1973；Ho 和 Fredlund，1982a；Gan 等人，1988）。

采用轴平移技术，必须能够控制孔隙气压力，并且能够控制或量测孔隙水压力。在三轴仪中，通常借助于放置在试件顶面的粗刚玉板控制孔隙气压力，并借助于封闭在仪器底座的饱和高进气值陶瓷板控制孔隙水压力。高进气值陶瓷板是一种多孔陶瓷板，水可以通过，而自由空气过不去。必须保证土样中的水同陶瓷板中的水是连续的，才能正确测出吸力。土样中的吸力必须不超过陶瓷板的进气值，其大小通常在50.5 kPa（0.5 bar）到1515 kPa（15 bar）范围。

3.4.2　验证应力状态变量的零位试验

Fredlund 和 Morgenstern 于 1977 年发表了验证非饱和土应力状态变量的“零位”试验资料。他们改变应力状态变量各个组成部分（亦即 σ、u_a 和 u_w）的数值，但保持应力状态变量本身（亦即（$\sigma - u_a$）、（$u_a - u_w$）和（$\sigma - u_w$））的数值不变。换言之，应力状态变量的各组成部分均增大或减小同一数量，与此同时对土样的体积变化进行监测：

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \Delta\sigma_z = \Delta u_w = \Delta u_a \qquad (3.18)$$

如果建议的应力状态变量是正确的话，那么在“零位”试验过程中，土样的总体积和饱和度都不应当有任何变化。换言之，“零位”试验得出的结果，如果是总体积和水的体积都没有变化，那么也就肯定了所提出的应力状态变量是正确的。

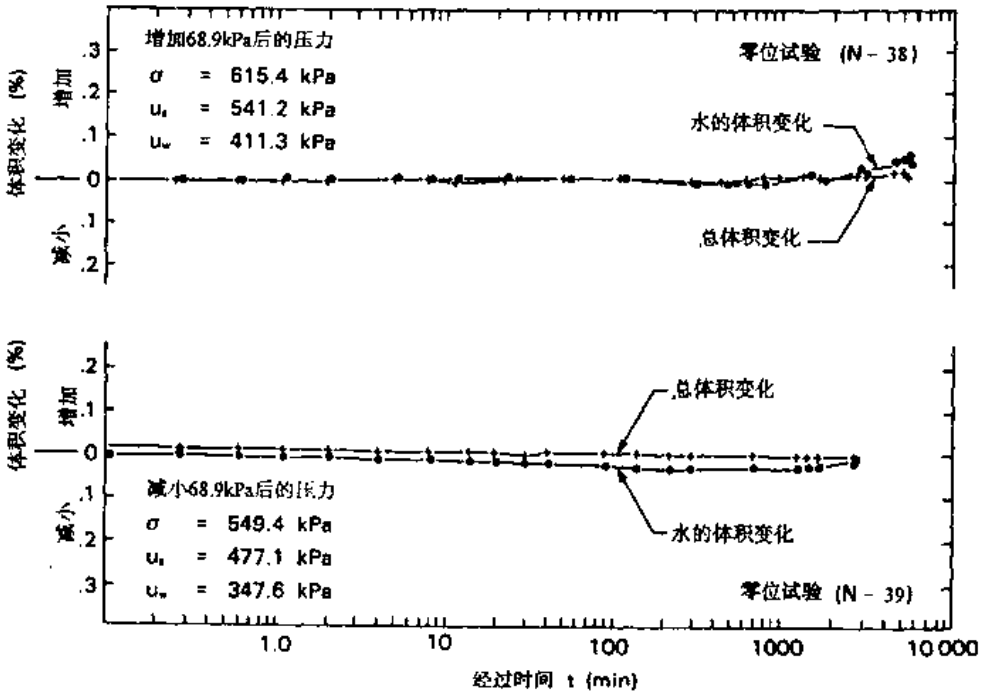


图 3.12　压实高岭土 N-38 和 N-39 零位试验结果（引自 Fredlund，1973）

在比较长的整个试验期间，量测零体积变化是困难的。由于下列原因，土样体积可能会有很小一些变化：（1）试验操作不够完善；（2）空气通过陶瓷板有所逸散；（3）土中水分通过蒸发或扩散有所损失；（4）次固结作用。

共用压实高岭土做了19组“零位”试验。土是按AASHTO试验操作规程进行压实的。使用的仪器有两种：一是一维加载的封闭固结仪，二是各向等值加载的改装三轴仪。两种情况均采用轴平移技术。

表3.2列出“零位”试验中作用于非饱和土样的各个应力的数值变化。各个应力按式（3.18）改变，而应力状态变量保持常数。表3.3列出土样的总体变和进水或出水量的实测值。典型试验结果如图3.12所示。可以看出，在“零位”试验过程中，土样的总体积基本不变，水的体积也变化很小。因此，所建议的应力状态变量经试验证明能够有效定义土的平衡状态。反过来可以认为，土的应力状态变量能够用于描述非饱和土的力学性状。

非饱和土零位试验中的压力变化（引自Fredlund，1973） 表3.2

试验编号	起始压力（kPa）			压力变化（kPa）		
	总σ	空气u_a	水u_w	$\Delta\sigma$	Δu_a	Δu_w
N-23	420.7	278.7	109.6	+71.4	+70.3	+70.7
N-24	359.4	270.9	3.0	+135.9	+135.9	+140.5
N-25	495.3	406.8	143.5	+68.6	+68.3	+66.9
N-26	701.7	613.2	498.3	−204.3	−204.3	−204.9
N-27	234.2	138.3	100.3	+68.8	+68.5	+80.8
N-28	474.8	394.6	32.3	+136.6	+137.4	+137.9
N-29	274.6	202.2	22.4	+68.5	+68.3	+68.8
N-30	343.1	270.5	91.2	+68.8	+68.5	+68.8
N-31	411.4	338.3	160.2	+68.1	+68.0	+67.3
N-32	479.5	406.3	227.5	+69.5	+70.1	+69.7
N-33	549.0	476.4	297.2	+69.0	+68.0	+68.4
N-34	272.8	202.2	73.1	+66.9	+65.9	+66.1
N-35	410.9	338.5	208.3	+69.5	+69.3	+69.7
N-36	480.4	407.8	278.0	+67.1	+65.9	+65.9
N-37	547.5	473.7	343.9	+67.9	+67.5	+67.4
N-38	615.4	541.2	411.3	−66.0	−64.1	−53.7
N-39	549.4	477.1	347.6	−70.2	−69.5	−69.8
N-40	479.2	407.6	277.8	−66.6	−66.9	−66.4
N-41	412.6	340.7	211.4	−140.5	−140.3	−139.8

零位试验中的土样体积变化和水流量（引自 Fredlund，1973）　　表 3.3

试验编号	土样体积变化%		水的体积变化（%）	经过时间（min）
	即刻（%）	经过一段时间后（%）		
N-23	0.0	−0.03	−0.05	5800
N-24	+0.04	+0.40	−0.07	1500
N-25	+0.01	0.00	−0.02	1650
N-26	−0.25	−0.20	-	4300
N-27	0.0	−0.10	−0.50	1880
N-28	−0.15	−0.15	−0.11	1900
N-29	−0.015	+0.012	−0.642	8700
N-30	−0.005	+0.012	−0.072	1350
N-31	-	+0.12	−0.060	1380
N-32	-	+0.17	−0.045	1390
N-33	-	+0.15	−0.020	410
N-34	+0.055	+0.060	−0.105	4350
N-35	+0.015	+0.033	−0.060	5800
N-36	+0.010	−0.020	−0.035	2800
N-37	0.0	−0.005	−0.050	5800
N-38	−0.015	+0.002	+0.010	2700
N-39	−0.010	+0.005	−0.005	1500
N-40	−0.007	−0.005	+0.015	5800
N-41	−0.030	−0.007	−0.040	2900

3.4.3　支持所提应力状态变量的其他试验资料

从发表的研究文献中可以找到支持所提应力状态变量的其他试验资料。Bishop 和 Donald（1961）用非饱和 Braehead 粉土做了三轴剪力试验。他们按同一数值改变总围压σ_3、孔隙气压力u_a和孔隙水压力u_w，（u_3-u_w）和（u_a-u_w）保持常数。从表 3.4 可看出各个应力组成的数值变化。试验过程中的（σ_3-u_a）和（u_a-u_w）值列于表 3.5（亦即组合 1）。如（σ_3-u_a）和（u_a-u_w）是正确的应力状态变量，则应力组成的变化不应当对土的抗剪强度产生明显影响。换言之，土的应力应变关系曲线应当是单调的。从图 3.13 所示试验结果可以看出，应力应变关系曲线确实是单调的，从而证明了采用（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w）作为应力状态变量是正确可行的。

Braehead 粉土三轴剪力试验中的压力变化（Bishop 和 Donald，1961）　　表 3.4

应力-应变曲线的段别①	围压 σ_3（kPa）	孔隙气压力 u_a（kPa）	孔隙水压力 u_w（kPa）	压力变化（kPa）
1	44.8	31.0	−27.6	0.0
2	77.2	63.4	+4.8	+32.4
3	13.8	0.0	−58.6	−63.4
4	110.3	96.5	+37.9	+96.2
5	110.3	96.5	+66.9	变化

①在试验的 1、2、3 和 4 分段采用常应力状态变量，产生单调性状；第 5 段的基质吸力改变。

靠近试验末了时（亦即图 3.13 中的分段 5），由于变量（$u_a - u_w$）变了，应力应变关系曲线的形状也变了。应力应变关系曲线还有其他一些小的波动，但相信没有什么重要意义。Bishop 和 Donald （1961）是这样解释的：

> “应力应变曲线的一些微波动可能是因为改变围压时，加载杆端部的推力变化引起应变速率变化所造成的。”

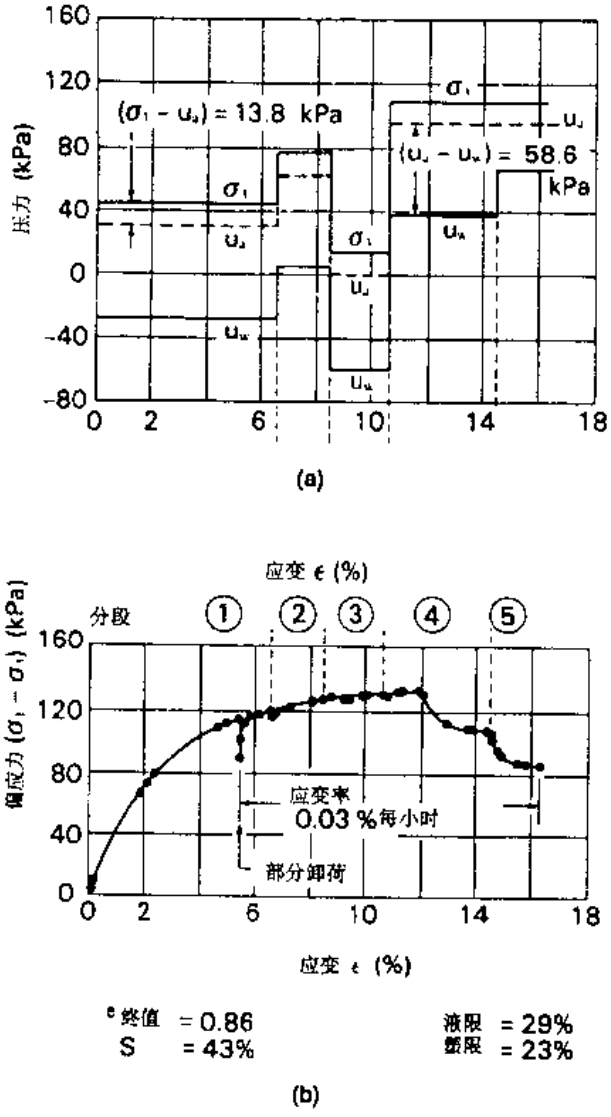


图 3.13 非饱和粉土排水试验-试验中改变σ_3、u_a、u_w，而（$\sigma_3 - u_a$）和（$u_a - u_w$）保持常数 （a）压力变化与应变的关系；（b）偏应力和应变的关系（引自 Bishop 和 Donald，1961）

如表 3.5 中所示，其他应力组合（亦即组合 2、组合 3）也证明是同样正确可用的。

独立应力状态变量——显示单调性状（引自 Bishop 和 Donald 的数据，1961）　　表 3.5

应力应变曲线的段别[①]	组合 1		组合 2			组合 3
	$\sigma_3 - u_a$ （kPa）	$u_a - u_w$ （kPa）	$\sigma_3 - u_a$ （kPa）	$u_a - u_w$ （kPa）	$\sigma_3 - u_a$ （kPa）	$\sigma_3 - u_w$ （kPa）
1	44.8-31.0 = 13.8	31.0-(-27.6) = 58.6	72.4	58.6	13.8	72.4
2	77.2-63.4 = 13.8	63.4-(+4.8) = 58.6	72.4	58.6	13.8	72.4
3	13.8-0.00 = 13.8	0-(-58.6) = 58.6	72.4	58.6	13.8	72.4
4	110.3-96.5 = 13.8	96.5-(+37.9) = 58.6	72.4	58.6	13.8	72.4
5	110.3-96.5 = 13.8	96.5-(+66.9) = 29.6	72.4	29.6	13.8	43.4

[①]在试验的 1、2、3 和 4 段都是单调性状

3.5　应力分析

如同在饱和土中应用有效应力变量那样，所建议的、经过验证的非饱和土应力状态变量可以在工程实践中应用。可以绘制各个应力组成的现场剖面。为分析抗剪强度或体积变化问题（亦即土坡失稳或隆起），需要知道各个应力组成随深度和时间的变化。下面介绍可能影响现场剖面的各项因素，以更好地领会在工程实践中可能观察到的剖面变化。

大多数岩土工程问题可以从三维简化为二维或一维问题。对非饱和土也同样如此，但应力状态的表示方法必须加以扩展。扩展的 Mohr 图可用于说明吸力的作用，也可用于说明从非饱和土到传统饱和土情况的平滑过渡。应力不变量、应力点和应力路径等概念同样都适用于非饱和土。

3.5.1　现场各应力状态组成的剖面

在进行大多数岩土工程分析之前，必须知道现场各个应力组成的大小及分布。只有知道应力组成的分布，才能计算得出净法向应力（$\sigma - u_a$）和基质吸力（$u_a - u_w$）的现场剖面。随着土变成饱和，这两个剖面复归成为传统的有效应力（$\sigma - u_w$）剖面。眼下的现场剖面可根据现场或室内量测资料绘制，而将来的现场剖面需靠假设或理论推算绘制。

土中的总法向应力是土的密度或总容重的函数。总法向应力的大小和分布还受房屋或土方开挖等外荷作用的影响。

考虑地面为水平的情况，这时候土中各个水平面和垂直面上均没有剪应力（Lambe 和 Whitman，1979）。垂直及水平方向的净法向应力与土的密度有关。垂直方向的净法向应力称为覆盖压力，可按下式计算：

$$(\sigma_v - u_a) = \int_{z_1}^{z_2} \rho(z) g dz - u_a \qquad (3.19)$$

式中

$(\sigma_v - u_a)$——垂直净法向应力；

u_a——孔隙气压力；

$\rho(z)$——土的密度（深度 z 的函数）；

z_1——地面高程；

z_2——所考虑的高程；

g——重力加速度。

对于密度是常数的情况，垂直净法向应力随深度的分布将是一根直线。通常假设孔隙气压力等于大气压力（亦即：零压力表压力）。图 3.14 （a）表示地面为水平自重应力情况的典型垂直净法向应力剖面。当各层土的密度有明显差异时，应对每层土分别按式（3.19）进行积分。在这种情况下，垂直净法向应力剖面将不是一根直线。

土的侧压力系数

同饱和土土力学略有不同的是，在饱和土土力学中，水平和垂直应力不以孔隙气压力作为基准。土的侧压力系数可定义为水平净法向应力与垂直净法向应力的比值：

$$K = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \tag{3.20}$$

式中

$(\sigma_h - u_a)$——水平净法向应力。

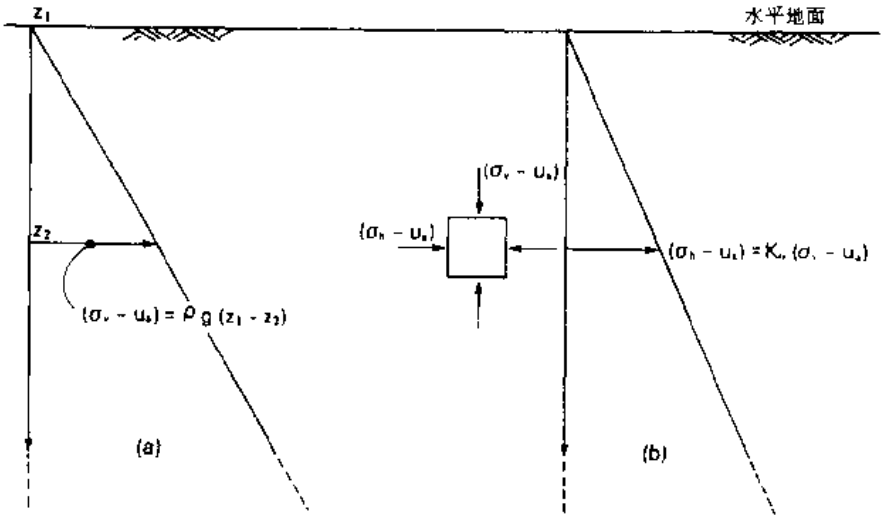


图 3.14 水平地面下的现场净法向应力剖面（a）垂直净法向应力；（b）水平净法向应力

当地面为水平时，土中没有水平应变，这种情况下的 K 可定义为静止压力系数 K_0（Terzaghi，1925）。静止土压力系数取决于土的种类、应力历史及密度等一系列因素（见第 11 章）。饱和土的 K_0 值一般在 0.4 到 1.0 之间，甚至有超过 1.0 的。非饱和土通常是超固结的，其 K_0 值可大于 1.0（Brooker 和 Ireland，1965）。另一方面，土如果变干或开裂，其 K_0 值可降为零。静止状态下的水平净法向应力剖面如图 3.14 （b）所示。

外荷及土方开挖对净法向应力的影响将在第 11 章介绍。通常用于计算总应力变化的弹性理论，对饱和土及非饱和土同样适用。

基质吸力剖面

基质吸力同周围环境有密切关系，分析岩土工程问题时知道吸力很重要。孔隙水压力（及基质吸力）的现场剖面不时发生变化，如图 3.15 所示。吸力剖面的变化一般大于净法向应力剖面的变化，正如 Blight （ 1980 ）所指出那样，吸力剖面的变化取决于许多因素。

地面状况

在无覆盖的地面底下，环境变化对基质吸力剖面产生很大影响，如图 3.16 所示。干旱季节同潮湿季节的吸力剖面很不一样，尤其在靠近地表部分。有覆盖的地面底下的吸力剖面，比无覆盖的地面底下的吸力剖面，在时令方面要更为恒定得多。例如，房屋或道路底下的土中吸力剖面受季节变化的影响要比开旷空地底下的吸力剖面所受影响小得多。不过，在有覆盖的地面底下，由于水分长期缓慢集聚，也有可能造成吸力下降。图 3.17 所示的是香港一个土坡下面的若干吸力剖面。坡身表面铺盖一层水泥石灰土（亦即当地称为 Chunam 的混合土），以防止水分渗入坡内。坡顶没有覆盖。在本特例情况下，从干旱季节到潮湿季节（亦即雨季），吸力剖面相对变化不大。

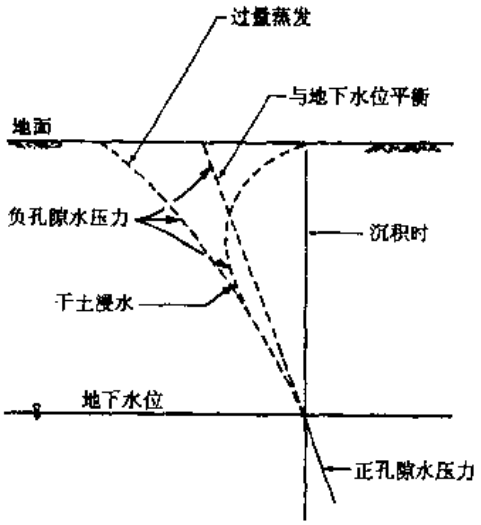


图 3.15　孔隙水压力典型剖面

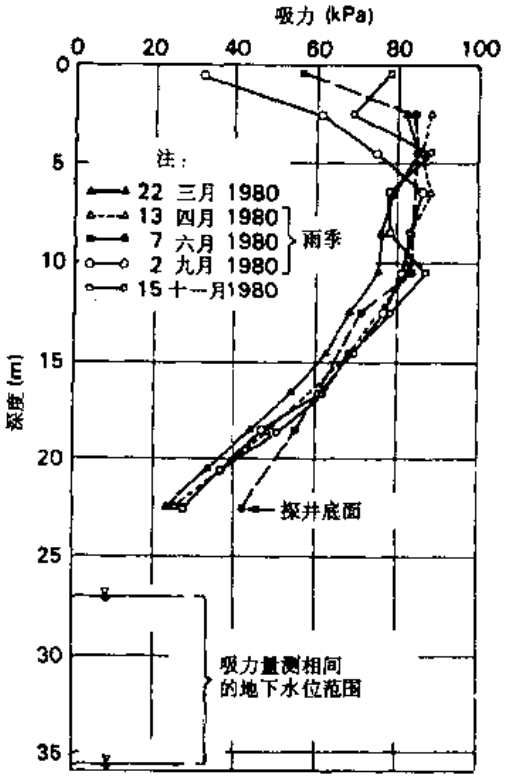


图 3.17　香港某陡坡的原位吸力剖面
（引自 Sweeney， 1982 ）

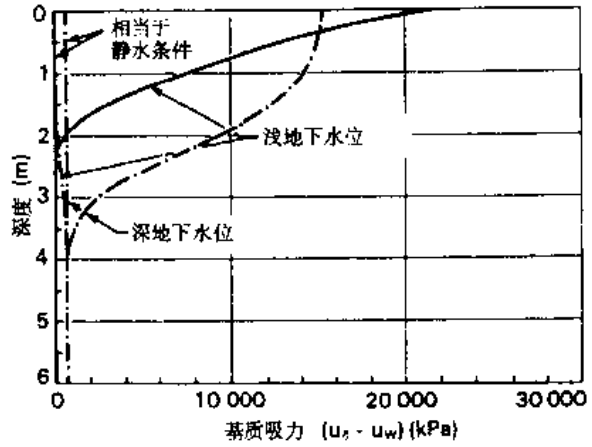


图 3.16 无覆盖地面下的典型吸力剖面（a）季节波动；（b）浅地下水位情况的吸力变化；（c）深地下水位情况的吸力变化（引自 Blight 修正，1980）

环境条件

土中的基质吸力，干旱季节上升，潮湿季节下降。吸力变化最大的是靠近地表部分。干旱季节，蒸发率高，土中水份的净变化减少；而潮湿季节则情况相反。

植被

地面植被通过蒸腾作用，可对孔隙水施加高达 1~2 MPa 的张力。蒸腾作用使土中的水分减少、基质吸力增大。蒸腾率取决于微气候条件，植被种类，以及植物根区的深度。

地下水位

地下水位深度影响基质吸力的大小。水位愈深，上部土中的基质吸力可能愈大。靠近地表部分，水位对基质吸力的影响最为显著（ Blight， 1980 ）。

土层的渗透性

土的渗透性反映土传递和排出水分的能力，因此，土的渗透性也反映土因环境变化而改变基质吸力的能力。非饱和土的渗透性依饱和度不同而有很大差别。渗透性也取决于土的种类。不同土层传递水分的能力不一样，这对现场基质吸力剖面有一定影响。图 3.16 说明环境、地下水位和植被对基质吸力剖面的相对影响。

基质吸力是各向等值的静水压力，其数值通常比净法向应力大得多。图 3.18 列出净法向应力和基质吸力的典型数值比较。从中可以看出，知道吸力的大小对于分析非饱和土的性状十分重要。

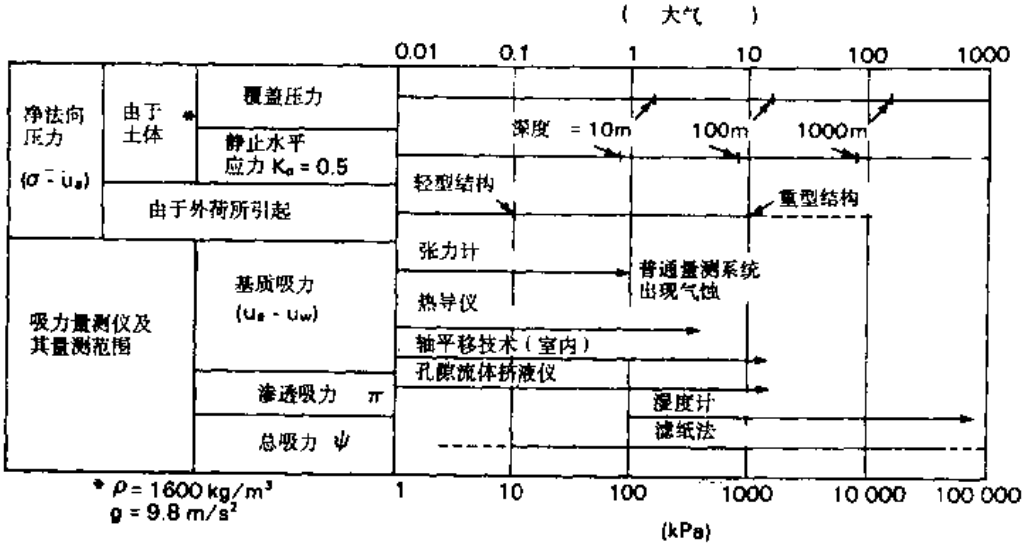


图 3.18　总法向应力和土中吸力的典型数值范围

3.5.2　扩展的 Mohr 图

土中一点的应力状态是三维的，但用二维形式说明涉及的各种概念比较容易。二维情况，总可以找到一组相互正交的两个主应面，上面作用着具有实数的主应力。主应面是没有剪应力作用的平面。主应面的方向取决于该点的总应力状态。最大主应力用符号 σ_1 代表，称为大

主应力。最小主应力用符号σ_3代表，称为小主应力。对水平地面情况，土中的水平面和垂直面是主应面。垂直净法向应力通常是净大主应力（$\sigma_1 - u_a$），而水平净法向应力是净小主应力（$\sigma_3 - u_a$）。

知道作用于任何两个相互垂直平面（例如主应面）上的各个应力的大小和方向，也就可以确定通过该点任何斜面上的应力。换言之，作用于任何斜面上的净法向应力和剪应力可以从已知的净主应力计算得出。作用于通过一点的所有斜面上的基质吸力（$u_a - u_w$）都是一样大小的，因为它是一个各向等值张量。因此，只需要考虑作用于斜面上的净法向应力和剪应力。

Mohr 圆的方程

考虑水平地面下的非饱和土。图 3.19 表示作用于与水平面成倾角α的平面上的净法向应力和剪应力。斜面具有无限小长度 ds，构成带有水平面和垂直面的三角形自由体单元。水平面具有无限小长度 dx，它可用斜面长度 ds 和倾角α表示：

$$dx = ds\cos\alpha \qquad (3.21)$$

垂直面具有无限小长度 dy：

$$dy = ds\sin\alpha \qquad (3.22)$$

所有平面在垂直于图面方向具有单位厚度。三角形单元的平衡要求水平和垂直方向全部力的总和等于零，亦即：

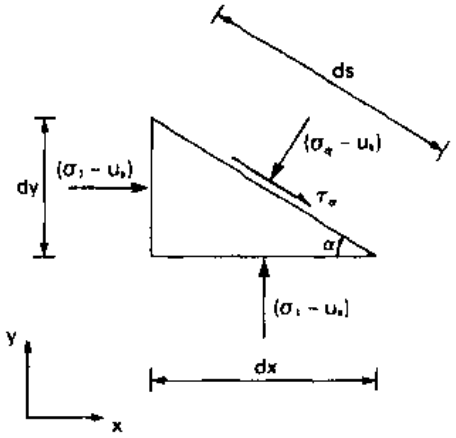


图 3.19 作用于水平地面下、土中一点的斜面上的净法向应力和剪应力

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds\sin\alpha + \tau_\alpha ds\cos\alpha + (\sigma_3 - u_a)dy = 0 \qquad (3.23)$$

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds\cos\alpha - \tau_\alpha ds\sin\alpha + (\sigma_1 - u_a)dx = 0 \qquad (3.24)$$

将 dx 和 dy（亦即式（3.21）和（3.22））代入式（3.24）和（3.23），并对式（3.23）乘以 $\sin\alpha$，对式（3.24）乘以 $\cos\alpha$，得：

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds\ \sin^2\alpha + \tau_\alpha ds\ \sin\alpha\cos\alpha + (\sigma_3 - u_a)ds\ \sin^2\alpha = 0 \qquad (3.25)$$

和

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds\ \cos^2\alpha - \tau_\alpha ds\ \sin\alpha\cos\alpha + (\sigma_1 - u_a)ds\ \cos^2\alpha = 0 \qquad (3.26)$$

将式（3.25）和（3.26）相加，得：

$$-(\sigma_\alpha - u_a)\ ds\ (\sin^2\alpha + \cos^2\alpha) + (\sigma_3 - u_a)ds\ \sin^2\alpha + (\sigma_1 - u_a)ds\ \cos^2\alpha = 0 \qquad (3.27)$$

利用三角学关系求解$(\sigma_\alpha - u_a)$，得：

$$(\sigma_\alpha - u_a) = (\sigma_1 - u_a)\left(\frac{1+\cos2\alpha}{2}\right) + (\sigma_3 - u_a)\left(\frac{1-\cos2\alpha}{2}\right) \qquad (3.28)$$

亦可进一步改写成：

$$(\sigma_\alpha - u_a) = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\cos2\alpha \qquad (3.29)$$

为求剪应力τ_α，可将 dx 和 dy（亦即式（3.21）和（3.22））代入式（3.24）和（3.23），并对式（3.23）乘以 $\cos\alpha$，对式（3.24）乘以 $\sin\alpha$，得：

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha + \tau_\alpha ds \ \cos^2\alpha + (\sigma_3 - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha = 0 \qquad (3.30)$$

$$-(\sigma_\alpha - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha - \tau_\alpha ds \ \sin^2\alpha + (\sigma_1 - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha = 0 \qquad (3.31)$$

从式（3.30）减去式（3.31），得：

$$\tau_\alpha ds \ (\sin^2\alpha + \cos^2\alpha) + (\sigma_3 - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha - (\sigma_1 - u_a)ds \ \sin\alpha\cos\alpha = 0 \qquad (3.32)$$

利用三角学关系求τ_α，得：

$$\tau_\alpha = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)\sin 2\alpha \qquad (3.33)$$

式（3.29）和（3.33）给出通过一点的斜面上的净法向应力和剪应力。（$\sigma_1 - \sigma_3$）称为偏应力，它反映剪应力。从式（3.33）可看出，某应力状态下的最大剪应力$\left[(\sigma_1 - \sigma_3)/2\right]$出现在倾角$\alpha = 45°$的平面上（亦即$\sin 2\alpha = 1$）。

采用图解法也可以求得土中某点的净法向应力和剪应力。将式（3.29）的平方同式（3.33）的平方相加，得出的是圆的方程：

$$\left[(\sigma_\alpha - u_a) - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a\right)\right]^2 + \tau_\alpha^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)^2 \qquad (3.34)$$

这个圆称为 Mohr 圆，它代表一个点的应力状态。饱和土的 Mohr 图通常以有效法向主应力为横座标、剪应力为纵座标。对非饱和土，可以采用扩展的 Mohr 图，如图 3.20 所示。在扩展的 Mohr 图中，采用第三个正交的轴表示基质吸力。将式（3.34）所代表的圆画在以净法向应力（$\sigma - u_a$）为横座标、剪应力τ为纵座标的平面上。圆心的横座标为$\left[(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a\right]$，半径为$\left[(\sigma_1 - \sigma_3)/2\right]$。

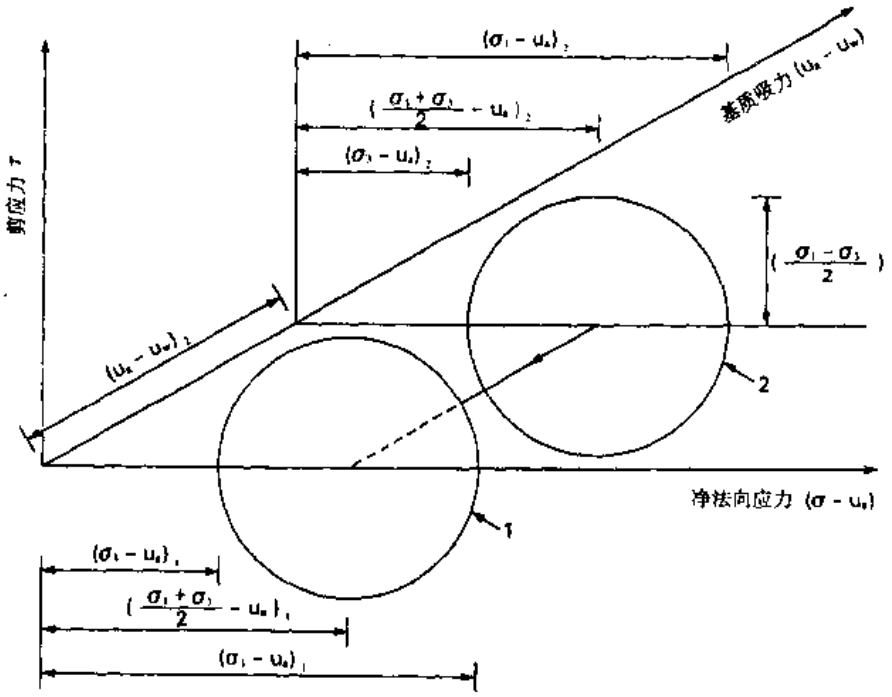


图 3.20　用于非饱和土的扩展 Mohr 圆

非饱和土的应力状态描述应包括基质吸力在内。基质吸力决定 Mohr 圆在第三轴上的位置。随着土由非饱和变为饱和，基质吸力降为零，Mohr 圆也就移到以（$\sigma - u_w$）和τ为座标的平面上来。

Mohr 圆的作图法

在以（$\sigma - u_a$）和τ为座标的平面上绘制 Mohr 图的步骤见图 3.21 。按照 Mohr 图的正负号习惯用法，绘图时，将净法向压应力取作正的净法向应力，将绕单元体内一点产生反时针力矩的剪应力取作正的剪应力。剪应力的这种正负号用法不同于连续介质力学中的习惯用法（Desai 和 Christian，1977）。因此，这种用法仅在绘制 Mohr 图时使用。将净的大主应力（$\sigma_1 - u_a$）和小主应力（$\sigma_3 - u_a$）点绘于横座标上，以$\left[(\sigma_1 + \sigma_3)/2 - u_a\right]$为圆心位置、$\left[(\sigma_1 - \sigma_3)/2\right]$为半径绘制 Mohr 圆。这个 Mohr 圆也就反映通过非饱和土中一点的任何平面上的净法向应力和剪应力。

要知道作用于任何平面上的净法向应力和剪应力，需要先确定极点（各个平面的原点）的位置。通过极点的任何一个平面均将同 Mohr 圆相交，交点给出作用于该平面上的净法向应力和剪应力。另一方面，如已知作用于某平面上的净法向应力和剪应力，则可根据这两个数值得出 Mohr 圆上的一个应力点。该点同极点的连线的方向也就是该平面的方向。

极点可以根据作用于某特定平面上的已知净法向应力和剪应力确定，如图 3.21 所示。以大主应力是作用在水平面上的情况为例，这个水平面上的应力状态由 Mohr 圆上的应力点（$\sigma_1 - u_a$）代表（$\tau = 0$）。通过该点作一水平线，它将同 Mohr 圆相交于应力点（$\sigma_3 - u_a$）。这点也就是极点。利用这个极点，可以确定图 3.21 中所示斜面上的净法向应力和剪应力。沿方向α，画一根通过极点的线，交于 Mohr 圆上的应力点$\left[(\sigma_a - u_a),\ \tau_a\right]$。此应力点的横座标值和纵座标值分别代表作用于该斜面上的净法向应力和剪应力。在此情况，剪应力是正的。

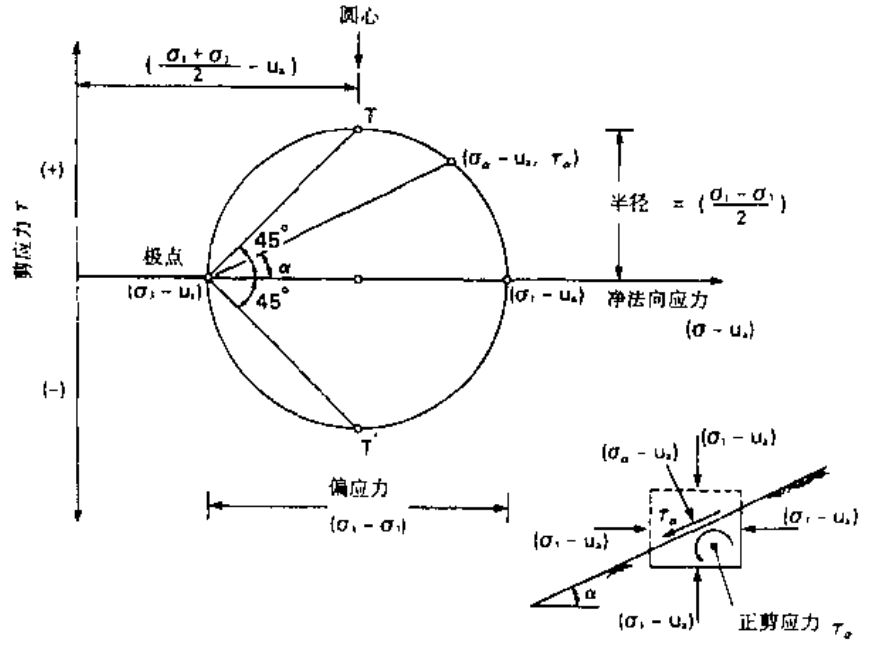


图 3.21 用净法向应力绘制 Mohr 圆

Mohr 圆的顶点（图 3.21 中的应力点 T）所代表的面是具有最大正剪应力$\left[+\left(\sigma_1-\sigma_3\right)/2\right]$的面。最大负剪应力$\left[-\left(\sigma_1-\sigma_3\right)/2\right]$出现在 Mohr 圆最低点 T' 所代表的面上。具有最大正剪应力或最大负剪应力的面均与主应面（本例中亦即水平面和垂直面）成 45°角。

主应面并不一定总是水平面和垂直面。更普遍的情况是水平面和垂直面可能有剪应力，如图 3.22 所示。根据作用于水平面和垂直面上的已知应力，可以应用图解法确定主应力和主应面。垂直净法向应力（σ_y-u_a）是压应力，水平净法向应力（σ_x-u_a）是拉应力，因为它是负的。基质吸力（u_a-u_w）等值作用于各个方向。剪应力 τ_{xy} 和 τ_{yx} 永远是数值相等，方向相反。

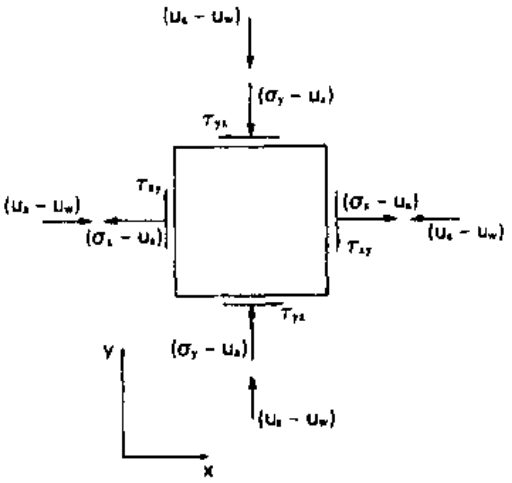


图 3.22　非饱和土中一点的普遍应力状态

图 3.22 所示应力状态的扩展 Mohr 圆见图 3.23。Mohr 圆画在$\left[\tau\ \text{和}\left(\sigma-u_a\right)\right]$平面上。它沿（$u_a-u_w$）轴上的位置取决于基质吸力的大小。绘制 Mohr 图的第一步是根据作用于垂直面和水平面上的应力将两个应力点定下来（亦即$\left[\left(\sigma_x-u_a\right),\ \tau_{xy}\right]$和$\left[\left(\sigma_y-u_a\right),\tau_{yx}\right]$）。这两个点的连线同（$\sigma-u_a$）轴的交点$\left[\left(\sigma_x+\sigma_y\right)/2-u_a\right]$也就是 Mohr 圆的圆心。以两点连线为直径，便可画出 Mohr 圆。Mohr 圆同（$\sigma-u_a$）轴的两个交点（$\tau=0$）分别是净大主应力和净小主应力（亦即（σ_1-u_a）和（σ_3-u_a）），见图 3.23。净小主应力是负的，表示它是拉应力。

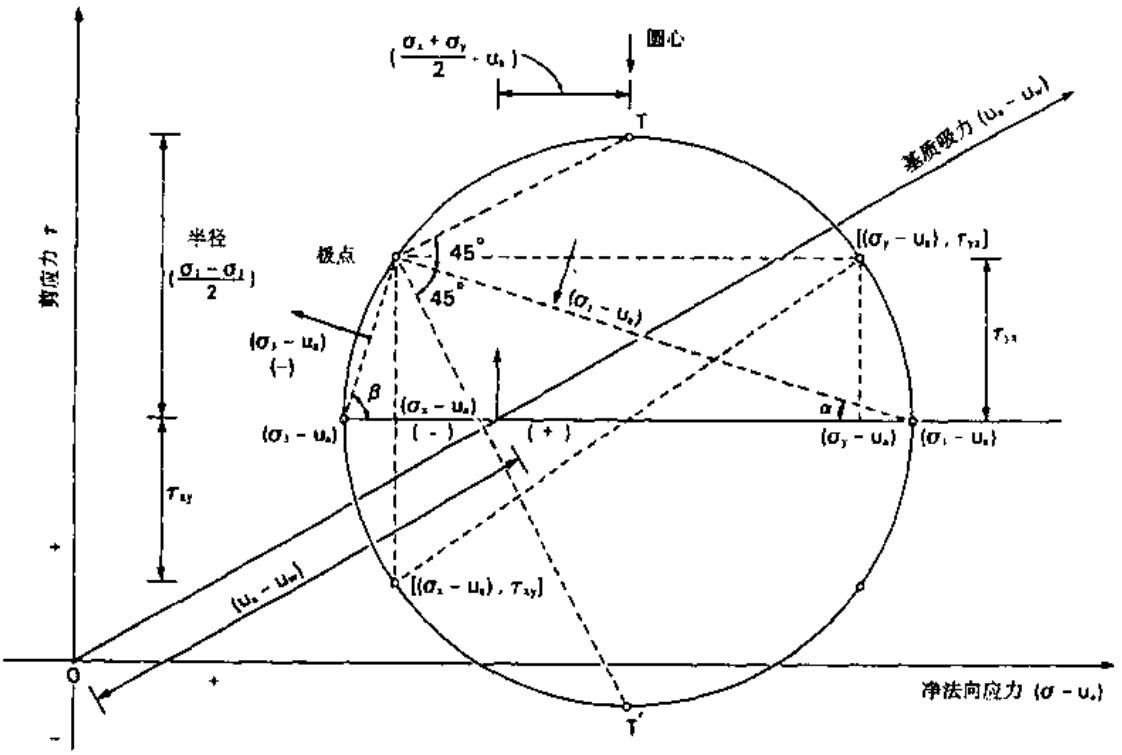


图 3.23　表明非饱和土单元普遍应力状态的扩展 Mohr 图

第二步是确定极点。通过应力点$\left[\left(\sigma_y - u_a\right),\ \tau_{yx}\right]$画一水平线与 Mohr 圆相交，交点也就是极点。从相应于垂直面的应力点$\left[\left(\sigma_x - u_a\right),\ \tau_{xy}\right]$画一垂直线与 Mohr 圆相交，也可得出同一极点，见图 3.23 。极点同净大主应力点的连线给出大主应面的方向（亦即大主应面与水平面的夹角α），极点同净小主应力点的连线给出小主应面与水平面的夹角β。

Mohr 圆最上面和最下面的应力点分别代表最大和最小剪应力作用的面。这两个面均与主应面成 45°角（图 3.23 ）。

3.5.3 应力不变量

在三维分析中，有三个主应力分别作用于相互正交的三个主应面上。三个主应力按照大小分别称为净大主应力、净中主应力和净小主应力，并分别以（$\sigma_1 - u_a$）、（$\sigma_2 - u_a$）和（$\sigma_3 - u_a$）表示。相应的 Mohr 圆如图 3.24 所示。基质吸力等值作用于三个主应面上。

作用于一个点的三个主应力可以看作是该点应力状态的特征。它们同所选用的座标系统无关，它们的独立性质可以用某种常数表示，称为应力不变量。

从非饱和土的两个独立的应力张量（亦即式（ 3.12 ）和（ 3.13 ）），各可导出三个应力不变量。第一和第二应力张量的第一应力不变量分别为：

$$I_{11} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 - 3u_a \qquad (3.35)$$

$$I_{12} = 3\left(u_a - u_w\right) \qquad (3.36)$$

式中

I_{11}——第一张量的第一应力不变量；

I_{12}——第二张量的第一应力不变量。

第一和第二应力张量的第二应力不变量分别为：

$$I_{21} = \left(\sigma_1 - u_a\right)\left(\sigma_2 - u_a\right) + \left(\sigma_2 - u_a\right)\left(\sigma_3 - u_a\right) + \left(\sigma_3 - u_a\right)\left(\sigma_1 - u_a\right) \qquad (3.37)$$

$$I_{22} = 3\left(u_a - u_w\right)^2 \qquad (3.38)$$

式中

I_{21}——第一张量的第二应力不变量；

I_{22}——第二张量的第二应力不变量。

第一和第二应力张量的第三应力不变量分别为：

$$I_{31} = \left(\sigma_1 - u_a\right)\left(\sigma_2 - u_a\right)\left(\sigma_3 - u_a\right) \qquad (3.39)$$

$$I_{32} = \left(u_a - u_w\right)^3 \qquad (3.40)$$

式中

I_{31}——第一张量的第三应力不变量；

I_{32}——第二张量的第三应力不变量。

第二张量的三个应力不变量I_{12}、I_{22}和I_{32}之间存在如下关系：

$$I_{32} = \left(I_{12}/3\right)^3 = I_{12}I_{22}/9 \qquad (3.41)$$

因此，只需要一个应力不变量便可代表第二张量。换言之，为确定非饱和土的应力状态特征，总共需要四个应力不变量，而饱和土只需要三个应力不变量。

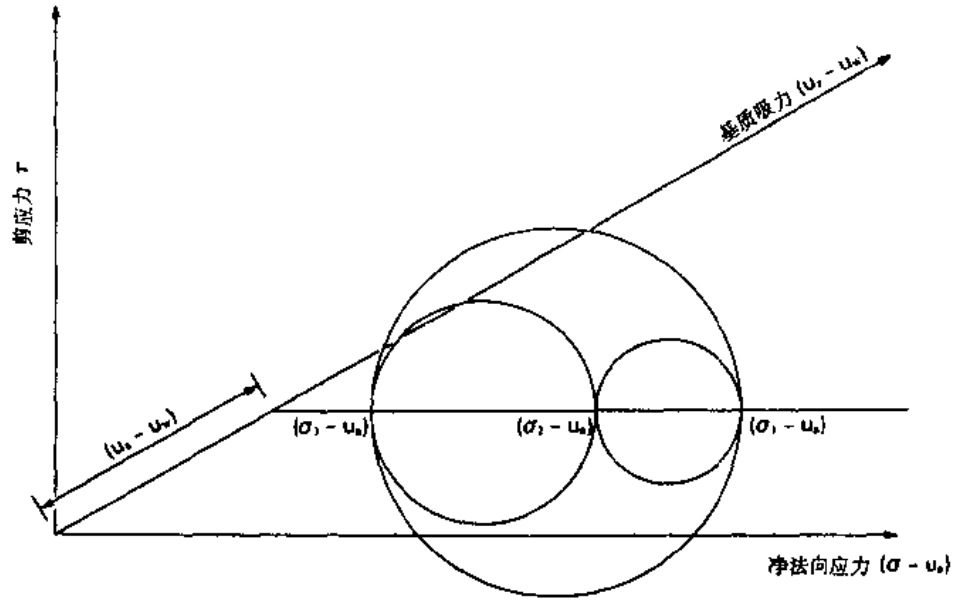


图 3.24　用于三维应力分析的 Mohr 图

3.5.4　应力点

分析岩土工程问题时，常常需要知道不同加载方式引起的应力状态变化。这种变化通过绘制反映加载过程的一系列 Mohr 圆可以看得出来，但加载过程比较复杂时就比较乱而不容易看清。因此，最好只用 Mohr 圆上的一个应力点来代表土中的应力状态。所选择的应力点可用于绘制应力路径。

图 3.25 表示垂直面和水平面为主应面的二维情况的 Mohr 圆。选出代表 Mohr 圆的应力点具有座标值 p、q 和 r，其中

$$p = \left(\frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} - u_a\right) \quad 或 \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - u_a\right) \tag{3.42}$$

$$q = \left(\frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}\right) \quad 或 \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \tag{3.43}$$

$$r = (u_a - u_w) \tag{3.44}$$

式中

$(\sigma_v - u_a)$ ——垂直净法向应力；

$(\sigma_h - u_a)$ ——水平净法向应力；

$(u_a - u_w)$ ——基质吸力。

座标值 q 等于应力偏量 $(\sigma_v - \sigma_h)$ 的 1 / 2 。选用的应力点是代表与主应面成 45°的平面上的应力状态，如图 3.25 所示。

在图 3.25 所示情况，垂直净法向应力大于水平净法向应力〔亦即 $(\sigma_v - u_a) > (\sigma_h - u_a)$〕，因此 q 值是正的。如 q 值是负的，则表明 $(\sigma_h - u_a)$ 大于 $(\sigma_v - u_a)$。对于静水（各向等值）应力状态〔亦即 $(\sigma_h - u_a)$ 等于 $(\sigma_v - u_a)$〕，q 值等于零。q 值等于零意味不存在剪应力。

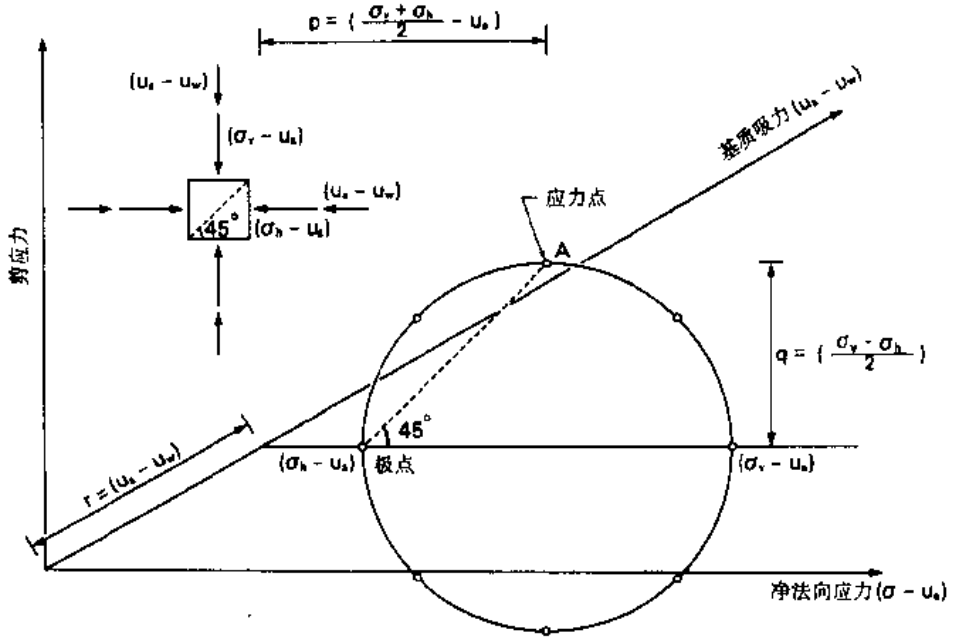


图 3.25 用于代表扩展 Mohr 圆的应力点

3.5.5 应力路径

土中的应力状态变化可用应力路径描述。应力路径是一条线，它将反映应力状态的各个应力点按顺序联结起来（ Lambe， 1967 ）。例如，某土体单元的初始状态为（σ_h-u_a）和（σ_v-u_a）相等，基质吸力等于某具体值。在图 3.26 中，点 0 代表这个应力状态。然后，增

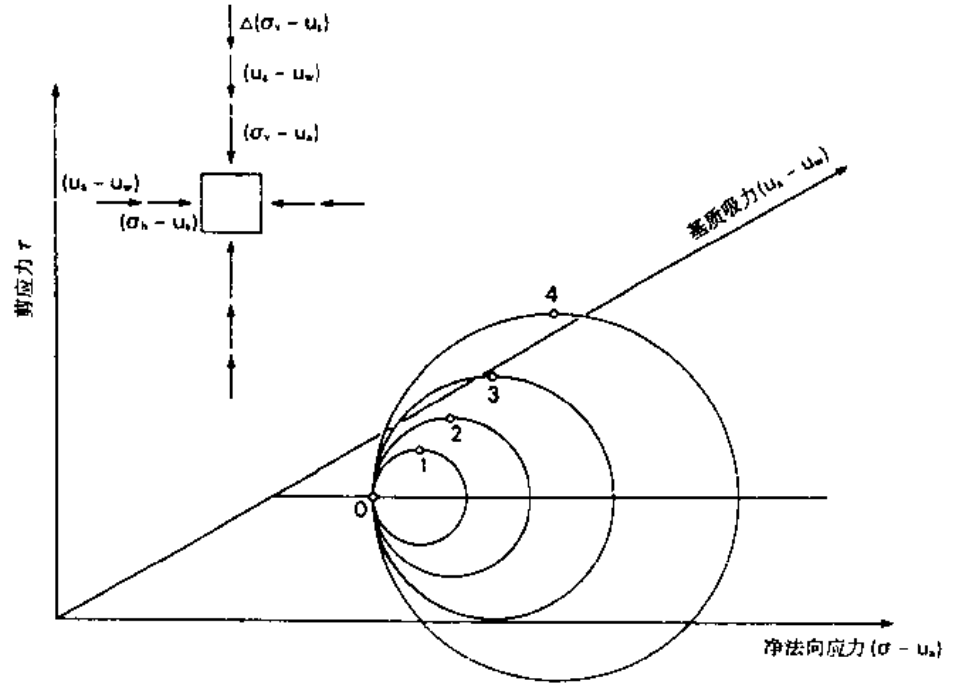


图 3.26 Mohr 圆系列

加作用于土体单元的垂直净法向应力$\Delta(\sigma_v - u_a)$，但保持（$\sigma_h - u_a$）和（$u_a - u_w$）不变。Mohr 圆将随着垂直净法向应力的增加而扩大，如图 3.26 所示。应力点逐渐从点 0 移到点 1、点 2、点 3、点 4 ……。这些应力点代表连续的一系列 Mohr 圆（应力状态）。上述这种加载过程的应力路径如图 3.27 所示。将应力点点绘在 *p-q-r* 图上，p 是横座标、q 是纵座标，r 是第三个正交轴。可利用式（3.42）、（3.43）和（3.44）计算各个应力点的座标值（p，q，r），它们代表加载过程各阶段的净法向应力、剪应力和基质吸力。将这些应力点用线连起来也就是应力路径。应力路径可能是直线，也可能是曲线，取决于加载方式。

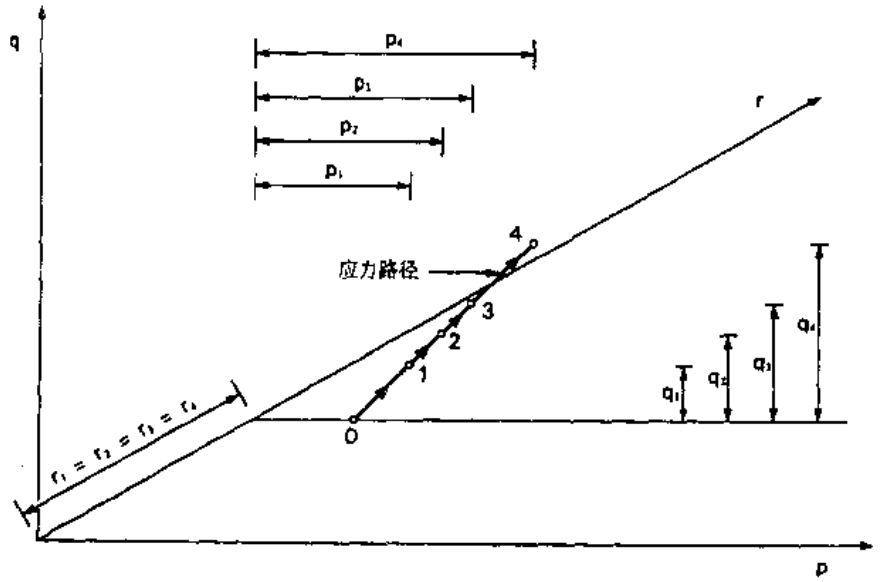


图 3.27　经历一系列应力状态的应力路径

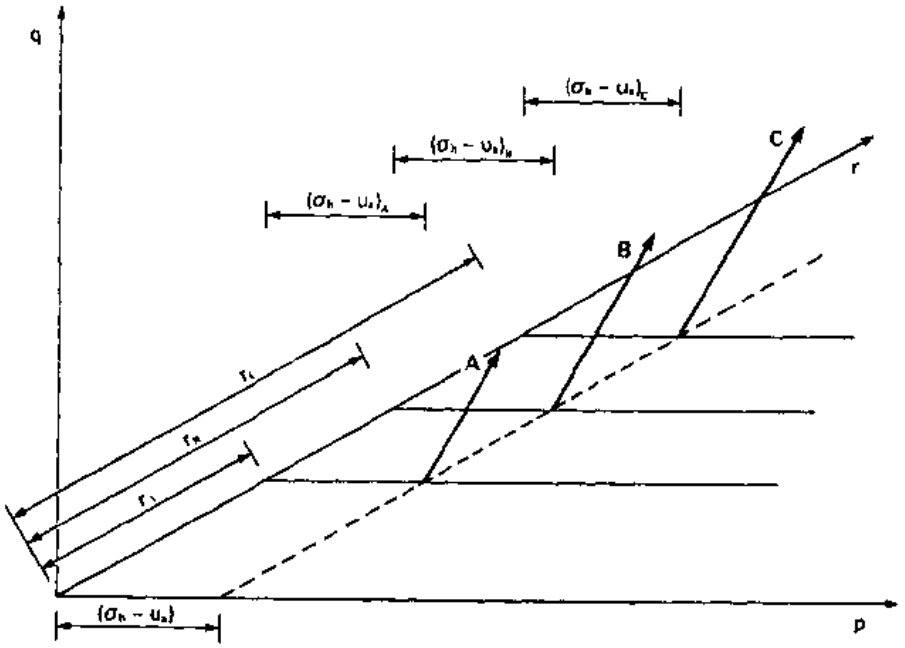


图 3.28　不同基质吸力值的各条应力路径

图 3.27 所示应力路径是基质吸力保持常数的情况。对其他基质吸力值，也可以进行类似的加载，但应力路径将根据基质吸力的数值（亦即 r 座标值）点绘在不同平面上，如图 3.28 所示。

图 3.29 给出基质吸力保持常数情况下各种不同加载方式的应力路径。土中的初始应力状态是（$\sigma_h - u_a$）等于（$\sigma_v - u_a$）。净法向应力变化的大小与方向决定 p-q 平面上的应力路径的方向。

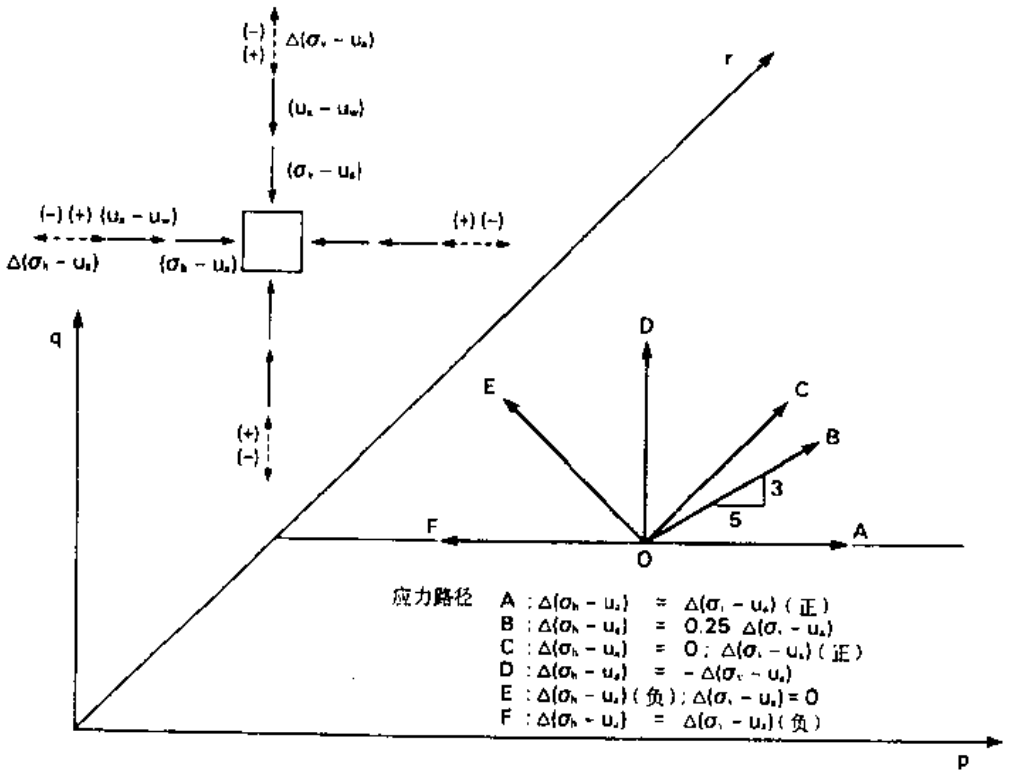


图 3.29 各种净法向应力加载的应力路径（引自 Lambe 和 Whitman 修正，1979）

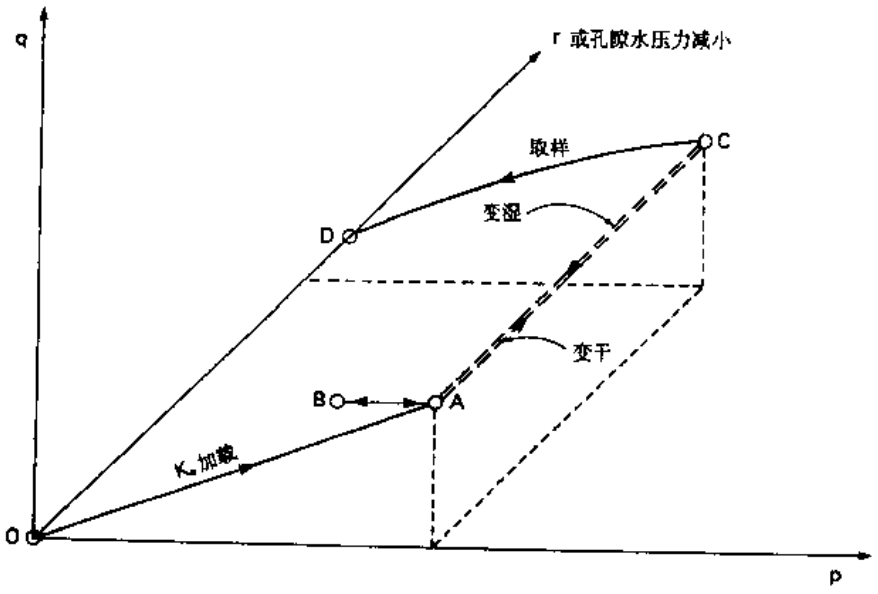


图 3.30 K_0 加载、变湿、变干和取样过程的应力路径

现场条件下土的沉积、变干和取样过程的应力状态变化，可用应力路径法描述，如图 3.30 所示。随着沉积厚度的增加，土中的垂直和水平有效应力沿 K_0 加载线增加，如应力路径 OA 所表明。K_0 加载过程中，土中的剪应力逐渐增大。

一般取孔隙水压力作为 r 座标值，因为现场的孔隙气压力通常为一个大气压（亦即压力表压力为零）。因此，点绘基质吸力（$u_a - u_w$）时，可认为其大小等于孔隙水压力。土中水分由于降雨而逐渐积累，可以使土变成饱和。随着土变成饱和，应力状态将在饱和平面（亦即 AB）上横向移动，因为正的孔隙水压力增大。蒸发量很大时，地下水位将下降，这时候土中的孔隙水压力可能变成小于大气压力。这种变干过程可以用应力路径 AC 表示。变湿与变干过程的重复发生形成土的应力历史。环境变化使土沿应力路径 AB、BA、AC、CA 和 AB 重复来回。由于变干和变湿造成的加载，使土经历静水应力变化。

土在变干过程中，往往出现自地面向下延伸的张拉裂缝。张拉裂缝使土中的水平净法向应力减小。随后又变湿时，应力路径可能比图 3.30 所示的更为复杂。

从地面下取出土样时，原来作用于土样上的覆盖压力和水平法向应力没有了，因而土样出现膨胀趋势。但这种膨胀由于土中基质吸力的增加或孔隙水压力的进一步下降而得到遏制。总应力场的变化所引起的孔隙水压力变化可以用孔压参数进行计算（见第 8 章）。取样过程的应力路径如图 3.30 中的 CD 所示。在点 D，净垂直压力和净水平压力均变成零，但基质吸力比原位基质吸力略大。这时候，土样处于静水应力状态（亦即基质吸力各向等值作用）。应力路径法将在第 9 和 12 章分别用于描述非饱和土的抗剪强度和体变性状。

3.6　渗透吸力的作用

土的总吸力 ψ 由两部分组成，亦即基质吸力（$u_a - u_w$）和渗透吸力 π：

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \qquad (3.45)$$

基质吸力随环境变化而不同。吸力的任何变化均将影响土体的总平衡。总吸力可能由于两个组成部分中的一个或两个发生变化而变化。

通常对非饱和土较多考虑渗透吸力的作用。但实际上，渗透吸力与孔隙水中的含盐量有关。无论是饱和土或非饱和土，渗透吸力都同样起作用。渗透吸力发生变化，对土的力学性质会有影响。当土中的含盐量改变时，土的总体积和抗剪强度会有变化。

涉及非饱和土的大多数工程问题通常都是由于环境变化所造成。房屋下面的水分积聚可能使土中吸力下降，从而引起房屋地基隆起。同样，连续暴雨可能使土中吸力下降而危及非饱和土边坡的稳定。这些变化主要影响基质吸力部分，渗透吸力一般变化不大。

从图 3.31 可以看出，渗透吸力随含水量的变化要比基质吸力的变化小得多。总吸力曲线同基质吸力曲线几乎重叠，尤其在高含水量范围

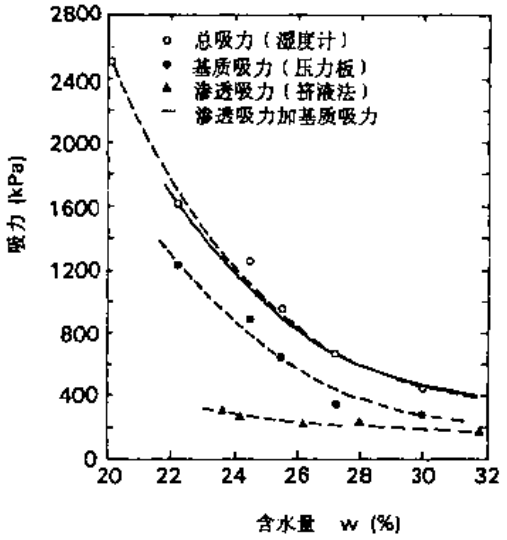


图 3.31　压实 Regina 粘土的总吸力、基质吸力和渗透吸力量测值（引自 Krahn 和 Fredlund，1972）

内。换言之，总吸力变化基本上等于基质吸本力变化（亦即$\Delta\psi \approx \Delta(u_a - u_w)$）。在涉及非饱和土的大多数岩土工程问题中，可以用基质吸力变化代替总吸力变化；反过来也可以用总吸力变化代替基质吸力变化。

通常不需要考虑渗透吸力的第二个原因是，在做土的有关室内试验时一般已将现场可能发生的渗透吸力变化模拟在内。譬如说，我们考虑土因降雨发生膨胀的问题。雨水是蒸馏水，它稀释孔隙水，使渗透吸力发生变化。在室内做土的试验（例如，在固结仪内做体积变化试验）之前，一般先将土样浸在蒸馏水里。浸水使基质吸力消失，并改变渗透吸力。因此，只要在室内试验中模拟了现场可能发生的情况，也就不需要知道渗透吸力的具体变化。

土的含盐量因化学污染而改变时，渗透吸力变化对土的性状产生的影响可能很显著。在这种情况，必须将渗透吸力看作是应力状态的一部分。这对饱和土及非饱和土都是一样的。渗透吸力对土的力学性状的影响，在量级上可能同基质吸力差不多，也可能很不一样。渗透吸力同土粒表面的双电层关系比较密切，而基质吸力主要是同水-气分界面（亦即收缩膜）有关。可以将渗透吸力π看作是一个独立的各向等值应力状态变量：

$$\begin{bmatrix} \pi & 0 & 0 \\ 0 & \pi & 0 \\ 0 & 0 & \pi \end{bmatrix} \tag{3.46}$$

对于基质吸力和渗透吸力二者同等影响土的性状的情况，应力张量（3.46）可以同第二应力张量（3.13）合并起来：

$$\begin{bmatrix} \{(u_a - u_w) + \pi\} & 0 & 0 \\ 0 & \{(u_a - u_w) + \pi\} & 0 \\ 0 & 0 & \{(u_a - u_w) + \pi\} \end{bmatrix} \tag{3.47}$$

研究表明，在分析某些岩土工程问题时，也有可能将基质吸力和渗透吸力进行代数相加（Bailey，1965；Chattopadhyay，1972）。

第 4 章　土的吸力量测

基质吸力在非饱和土中作为一个应力变量的作用已在第 3 章中论述过。本章首先介绍土中吸力的理论及吸力的组成，然后对毛细作用进行讨论。量测土中吸力的各种设备和技术将在本章详细介绍，包括它们的发展历史、工作原理、率定技术和使用方法。

4.1　土中吸力的理论

90 年代初，土中吸力的理论概念已在土壤物理学中得到发展（ Buckingham,1907 ； Gardner 和 Widtsoe， 1921； Richards， 1928； Schofield， 1935； Edlefsen 和 Anderson， 1943； Childs 和 Collis-George， 1948； Bolt 和 Miller， 1958； Corey 和 Kemper， 1961； Corey 等， 1967 ）。土的吸力理论主要是同土-水-植物相关连而发展起来的。英格兰道路研究所首先指出，土的吸力在解释工程问题中的非饱和土的力学性状方面具有重要意义（ Croney 和 Coleman， 1948； Croney 等， 1950 ）。在 1956 年召开的力学研讨会上，“土中水份平衡及水份变化”（ Aitchison， 1965a ）这篇文章从热动力学角度对土的吸力及其组成下了定义。这些定义已在岩土工程学中成为大家接受的概念（ Krahn 和 Fredlund， 1972； Wray， 1984； Fredlund 和 Rahardjo， 1988 ）。

通常认为，土中吸力反映土中水的自由能状态（ Edlefsen 和 Anderson， 1943 ）。土中水的自由能可用土中水的部分蒸气压量测（ Richards， 1965 ）。土中吸力（或土中水的自由能）与孔隙水的部分蒸气压之间的热动力学关系可用下式表示：

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v}\ln\left(\frac{\overline{u}_v}{\overline{u}_{v0}}\right) \qquad (4.1)$$

式中

ψ——土的吸力或总吸力（ kPa ）；

R——通用气体常数（亦即 8.31432 J / （ mol K ））；

T——绝对温度〔亦即， T =（ 273.16 + t° ）（ K ）〕；

t°——温度（°C ）；

v_{w0}——水的比体积或水的密度的倒数（亦即， 1 / ρ_w（ m^3 / kg ））；

ρ_w——水的密度〔亦即， 998 kg / m^3， t°= 20°C 时〕；

ω_v——水蒸气的克分子量〔亦即， 18.016 kg / kmol ）；

$\overline{u}_v$——孔隙水的部分蒸气压（ kPa ）；

$\overline{u}_{v0}$——在同一温度下，纯水平面上方的饱和蒸气压（ kPa ）。

式（ 4.1 ）表明，吸力的定量是以纯水（亦即不含盐类或杂质的水）平面上方的蒸气压作为基准的。$\overline{u}_v / \overline{u}_{v0}$ 这项称为相对湿度 RH（%）。如果选择 20°C 作为温度基准，式（ 4.1 ）中的常数项为 135022 kPa 。这样，式（ 4.1 ）可改写成：

$$\psi = -135022\ln\left(\overline{u}_v / \overline{u}_{v0}\right) \qquad (4.2)$$

给出总吸力（kPa）与相对蒸气压的关系。图 4.1 所示的是三个不同温度情况下的式（4.1）曲线。当相对湿度 RH（亦即 $\bar{u}_v / \bar{u}_{v0}$）等于 100 %时，土中吸力 ψ 等于零（式（4.1））。如果相对湿度小于 100 %，即表示土中有吸力存在。从图 4.1 可看出，吸力可达很大数值，例如：温度为 20°C 时，如果相对湿度为 94.24 %，则土的吸力为 8000 kPa。对岩土工程关系较大的是相当于相对湿度值较高的吸力范围。

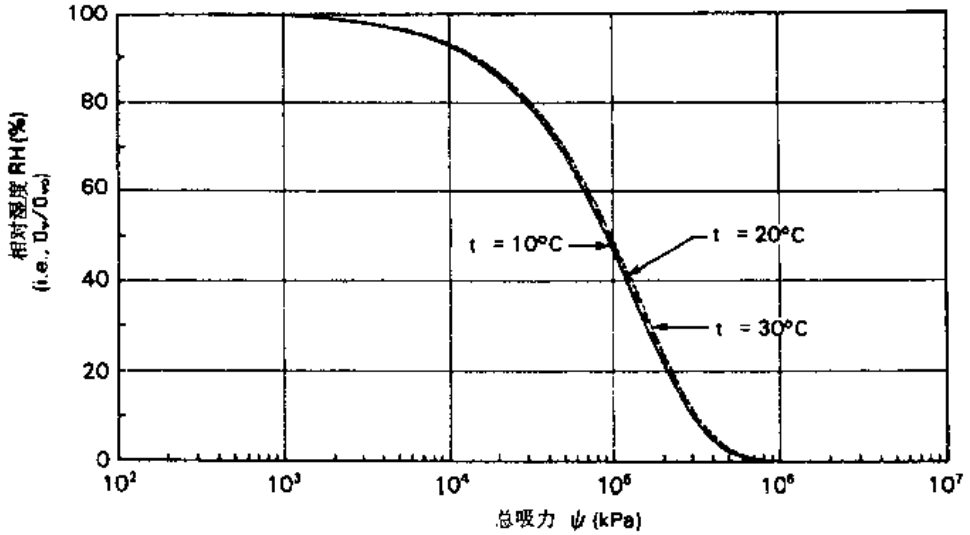


图 4.1 相对湿度与总吸力的关系

4.1.1 土中吸力的组成

根据相对湿度确定的土中吸力通常称为“总吸力”，它有两个组成部分，即基质吸力和渗透吸力。总吸力、基质吸力和渗透吸力可定义为（Aitchison，1965a）：

“基质吸力为土中水自由能的毛细部分——它是通过量测与土中水处于平衡的部分蒸气压（相对于与溶液（具有与土中水相同成份）处于平衡的部分蒸气压）而确定的等值吸力。

渗透吸力为土中水自由能的溶质部分——它是通过量测与溶液（具有与土中水相同成份）处于平衡的部分蒸气压（相对于与自由纯水处于平衡的部分蒸气压）而确定的等值吸力。

总吸力为土中水的自由能——它是通过量测与土中水处于平衡的部分蒸气压（相对于与自由纯水处于平衡的部分蒸气压）而确定的等值吸力。”

上述定义清楚表明，总吸力相当于土中水的自由能，而基质吸力和渗透吸力是自由能的组成部分，可用公式表示如下：

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \qquad (4.3)$$

式中

（$u_a - u_w$）——基质吸力；

u_a——孔隙气压力；

u_w——孔隙水压力；

π——渗透吸力。

图 4.2 说明总吸力及其组成部分与土中水的自由能之间的关系。基质吸力通常同水的表面张力引起的毛细现象联系一起。表面张力已在第 2 章中介绍过，它是由收缩膜分子之间的作用力而引起的。毛细现象通常可用毛细管中的水面上升来解释（图 4.2）。

在土中，细小孔隙就象毛细管那样促使土中水上升到地下水位以上（图 4.3 ）。相对于孔隙气压力（通常为现场大气压力 $u_a = 0$ ），毛细水具有负压力。低饱和度时，负孔隙水压力可达很高负值，约负 7000 kPa （ Olson 和 Langfelder， 1965 ）。有这种情况下，土粒之间的吸附力在维持很高的负孔隙水压力方面起着重要的作用。

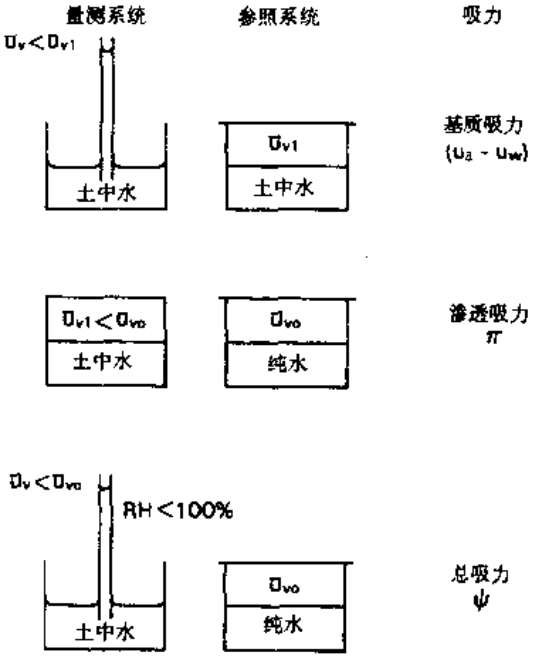


图 4.2　总吸力及其组成：基质吸力和渗透吸力

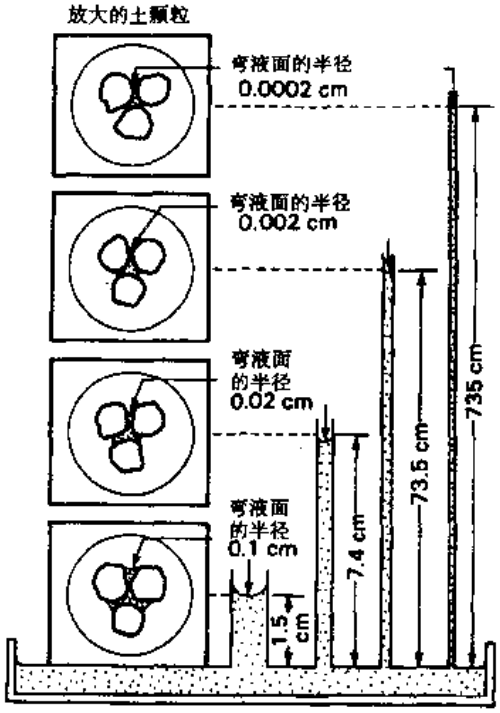


图 4.3　不同曲率半径情况下毛细管中的水-气分界面（引自 Janssen 和 Dempsey， 1980 ）

考虑毛细管中充满土中水的情况。毛细管中的水面是弯曲的，称为弯液面。同一土中水如放在一较大的容积中，则水面是平的。土中水弯曲表面上的部分蒸气压，$\bar{u}_v$，小于同一土中水在平表面上的部分蒸气压 $\bar{u}_{v1}$，（亦即，图 4.2 中 $\bar{u}_v < \bar{u}_{v1}$）。换言之，由于毛细现象造成弯液面，土中的相对湿度下降。蒸气压或相对湿度随弯曲面半径的减小而减小。同时，弯液面的半径与水面处的空气压力与水压力之间的差值（即（$u_a - u_w$），称为基质吸力）成反比。这就是说，总吸力的一个组成部分是基质吸力，它使相对湿度下降。

土中的孔隙水通常含有溶解的盐份。溶剂平面上方的蒸气压 $\bar{u}_{v1}$ 小于纯水平面上方的蒸气压 $\bar{u}_{v0}$。换言之，相对湿度随土中孔隙水的含盐量增多而减小。由于土中孔隙水含有溶解盐而造成相对湿度下降，称为渗透吸力 π。

4.1.2　吸力的典型值及吸力量测设备

表 4.1 列出加拿大 Saskatchewan 省用作路基的两种填土的基质吸力、渗透吸力和总吸力的典型值（ Krahn 和 Fredlund， 1972 ）。 Regina 粘土是一种高塑性无机粘土，液限为 78 %，塑限为 31 %。冰碛土的液限为 34 %，塑限为 17 %。这两种土在最优含水量及小于最优含水量 2 %条件下按 AASHTO 标准压实后的吸力值见表 4.1 。

夯实土的典型吸力值 表 4.1

土的种类	含水量（%）	基质吸力（$u_a - u_w$）（kPa）	渗透吸力 π（kPa）	总吸力 ψ（kPa）
Regina 粘土：				
γ_{max}=13.81 kN / m^3	30.6（最佳）	273	187	460
	28.6	354	202	556
冰碛土				
γ_{max}=19.24 kN / m^3	15.6（最佳）	310	290	600
	13.6	556	293	849

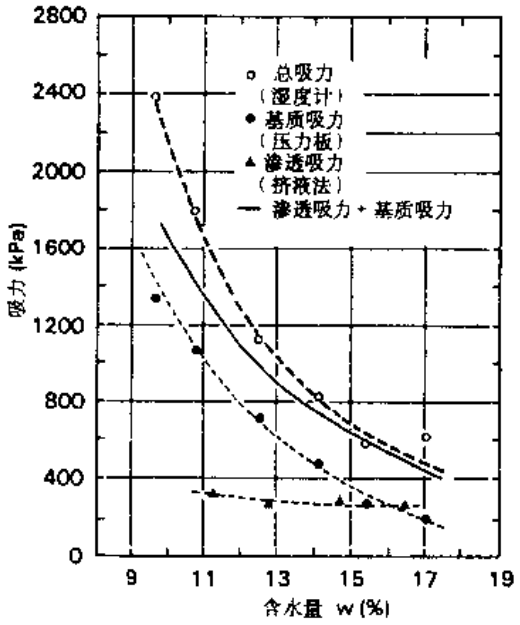


图 4.4 冰碛土的总吸力，基质吸力和渗透吸力（引自 Krahn 和 Fredlund，1972）

图 4.4 所示试验资料表明，基质吸力加渗透吸力等于土的总吸力。这是在不同初始含水量下按修正 AASHTO 标准压实的冰碛土试样的试验数据。总吸力及其组成部分是分开量测的。

几种常用的量测基质吸力、渗透吸力及总吸力的试验设备列于表 4.2 。每种设备将在后面进行说明。这些设备的量测范围及其特点见表 4.2 的备注栏。

4.2 毛细作用

毛细作用与总吸力中的基质吸力部分有关。水的上升高度和水面的曲率半径同土的含水量-基质吸力关系（亦即土-水特征曲线）有直接联系。这种联系对于曲线的干燥和浸湿段是不同的，而这种不同可以用毛细作用模型解释。

土中吸力及其组成的量测设备　　表4.2

设备名称	量测的吸力	范围（kPa）	注释
湿度计	总吸力	100[①]～8000	①要求恒温环境
滤纸法	总吸力	（全范围）	②与湿土良好接触时可量测基质吸力
张力计	负孔隙水压力或基质吸力（当孔隙气压力为大气压时）	0－90	③有气蚀和通过陶瓷头的空气扩散问题
零位型压力板仪（轴向移动）	基质吸力	0－1500	④量测范围是陶瓷板进气值的函数
热传导传感器	基质吸力	0～400＋	⑤使用不同孔隙尺寸陶瓷传感器的间接量测法
挤液器	渗透吸力	（全范围）	⑥同时使用张力计或量测导电率

[①] 环境温度控制在±0.001°C。

4.2.1　毛细上升高度

考虑在大气中将一小玻璃管插入水中的情况（图4.5）。由于收缩膜上的表面张力作用及水要浸湿玻璃管表面的倾向（亦即，吸湿特性）使水沿毛细管上升。这种毛细现象可以作用于弯液面周边的表面张力T_s分析。表面张力T_s的作用方向与垂直面成α角。角α称接触角，其大小取决于收缩膜分子与毛细管材料（玻璃）之间的粘着力。

考虑图4.5所示管中毛细水的垂直分力平衡。高度为h_c的水柱重量（亦即，$\pi r^2 h_c \rho_w g$）由表面张力的垂直分量（即$2\pi r T_s \cos\alpha$）平衡：

$$2\pi r T_s \cos\alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g \qquad (4.4)$$

式中

r——毛细管的半径；

T_s——水的表面张力；

α——接触角；

h_c——毛细上升高度；

g——重力加速度。

可将式（4.4）改写，得水在毛细管中的最大上升高度h_c：

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w g R_s} \qquad (4.5)$$

式中

R_s——弯液面的曲率半径（亦即，$r / \cos\alpha$）。

纯水的收缩膜与洁净玻璃之间的接触角为零（即$\alpha = 0$）。这时候，弯曲面的半径R_s等于毛细管的半径r（图4.5）。因此，纯水在玻璃管中的毛细上升高度为：

$$h_c = \frac{2T_s}{\rho_w g r} \qquad (4.6)$$

管的半径相当于土中孔隙的半径。式（4.6）表明，土中孔隙的半径愈小，毛细上升高度将愈大。假设接触角α为零，利用式（4.6）可以点绘出毛细上升高度与孔隙半径的关系，如图4.6所示。

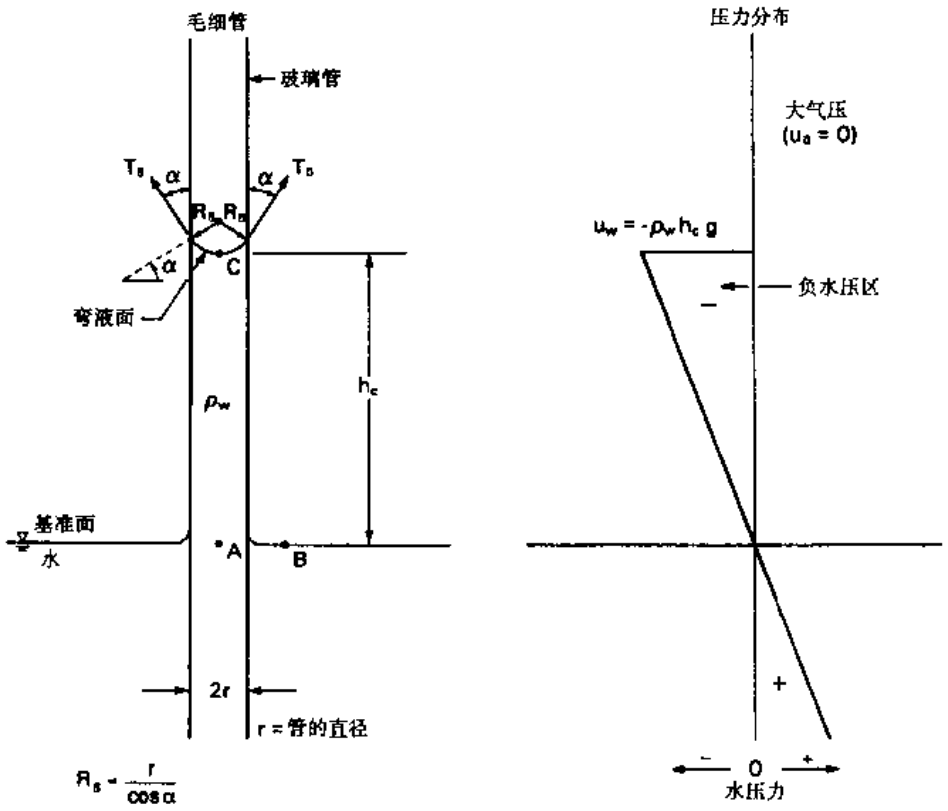


图 4.5 毛细作用现象及其物理模型

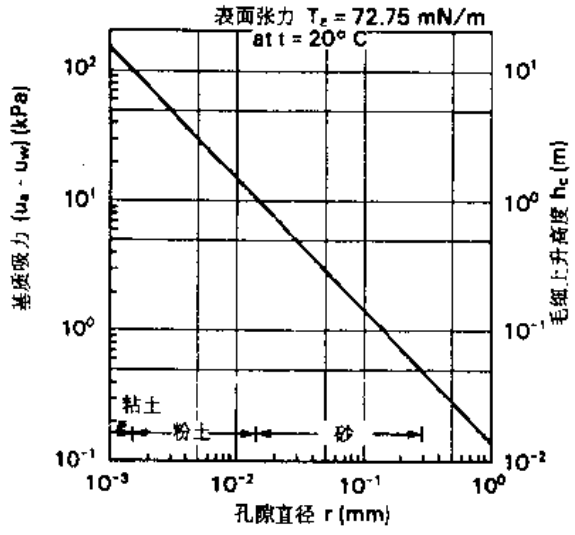


图 4.6 孔隙直径，基质吸力与毛细上升高度之间的关系

4.2.2 毛细压力

图 4.5 所示毛细作用系统中的 A 、 B 、 C 点均处于静水平衡。在点 A 与点 B，水压等于大气压力（亦即，点 A 处的 u_w = 点 B 处的 u_w，均为零），取点 A 和点 B 处的水面作为基准面（亦即，高程为零），则点 A 与点 B 处的水头（亦即：高程水头加压力水头）等于零。

点 C 位于基准面以上 h_c 高度处（亦即高程水头等于 h_c）。点 C 、点 B 与点 A 的静力平衡要求这三个点的水头相等。也就是说，点 C 的水头也等于零。因此，点 C 的压力水头等于点 C 高程水头的负值。点 C 的水压力可按下式计算：

$$u_w = -\rho_w g h_c \qquad (4.7)$$

式中

u_w——水压力。

毛细管中点 A 以上的水压力为负值，如图 4.5 所示。也就是说，毛细管中的水是处于张拉状态。另一方面，在静水压力作用下，点 A （即水面）以下的水压为正值。在点 C，空气压力等于大气压（即 $u_a = 0$），水压为负值（亦即 $u_w = -\rho_w g h_c$），因此点 C 处的吸力（$u_a - u_w$）可用下式表示：

$$(u_a - u_w) = \rho_w g h_c \tag{4.8}$$

将式（4.5）代入式（4.8），可以根据表面张力计算得出基质吸力：

$$(u_a - u_w) = \frac{2T_s}{R_s} \tag{4.9}$$

式（4.9）同第2章中介绍的收缩膜两边的压力差计算式一样。假设接触角α为零，那么可以取曲率半径R_s等于孔径半径r。从图4.6可以看出，土的孔隙半径愈小，基质吸力愈大。

上述表明，毛细管中的表面张力具有支撑h_c水柱的能力。收缩膜上的表面张力在毛细管壁上造成反作用力（图4.7）。反作用力的垂直分力在管壁上产生压应力。换言之，水柱的重量通过收缩膜传递到管上。对土来说，在毛细区里，收缩膜使土结构内的压应力增加。因此，非饱和土中的基质吸力会使土的抗剪强度增加。

4.2.3　毛细上升高度及半径效应

毛细上升高度及曲率半径对毛细作用的影响见图4.8（Taylor，1948）。在半径为r的洁净毛细管中，纯水的最大毛细上升高度为h_c，见图4.8（a）。然而，水在毛细管中的上升可能受管的长度限制（图4.8（b））。毛细上升高度减小将导致曲率半径R_s的增加，如式4.5〔即：$h_c = 2T_s / (\rho_w g R_s)$〕所示。对于管径恒定的情况，$R_s$增加会使接触角增加，因为$R_s = r / \cos\alpha$。

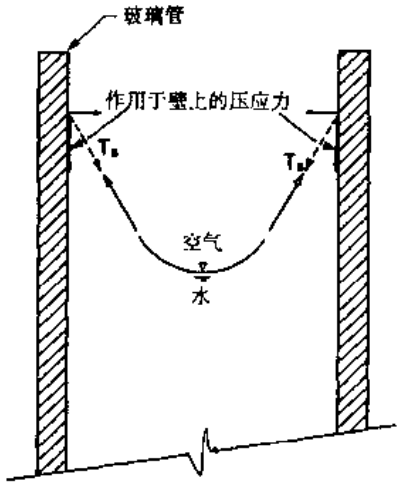


图4.7　作用于毛细管上的力

管径对毛细上升作用是一个重要的因素，如图4.8（c）与（d）所示。在这两种情况，管子的一段具有扩径r_1它比管径r大。在毛细上升高度h_c的半中腰有扩径，将使水在扩径段的底面停止上升〔图4.8（c）〕。换言之，非均匀的毛细管径可能使毛细上升作用无法充分发展。另一方面，如果将毛细管的扩径部分浸没水下。使其充满水，然后再提出水面，那么毛细上升作用可以得到充分发展〔图4.8（d）〕。

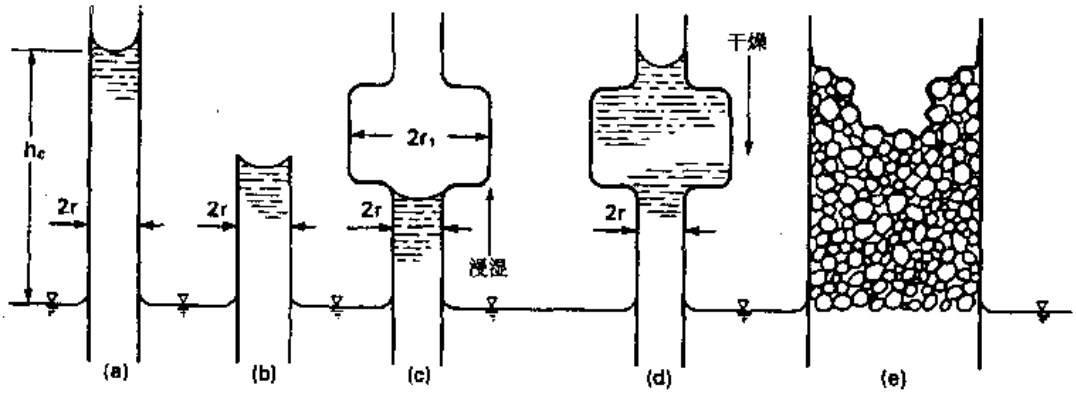


图4.8　高度及半径对毛细作用的影响（引自Taylor，1948）

土中的毛细上升作用也会受孔隙大小分布的影响，如图4.8（e）所示。土中的水面能够通过土中小于或等于半径r的连续孔隙上升到毛细高度h_c。如果土柱的高度延长，也有可

能出现大于 h_c 的毛细上升高度。这出现在孔隙半径小于 r 的情况。但在土柱的中间部分有大孔隙时，水面就不能继续上升（图 4.8 （e））。

上述毛细管模型也适用于解释天然情况的土。土中孔隙大小的不均匀分布会导致土-水特征曲线出现滞后现象。在浸湿和干燥过程中，对应于同一基质吸力的含水量值是不同的，如图 4.8 （c）与（d）中的举例所示。此外，浸湿过程中向前推进界面的接触角与干燥过程中倒退的分界面的接触角是不一样的（Bear， 1979）。上述这些因素以及土中可能存在封闭气泡是造成土-水特征曲线有滞后现象的主要原因。

毛细管模型虽然很简单，但在描述非饱和土力学性状方面的应用有其局限性。例如，将毛细管模型用于说明孔隙流体的压缩性时就出现明显的不合理，这将在第 8 章解释。在毛细管公式（即式（4.9））中使用孔隙半径，使模型在工程实践中的应用成为不切实际。此外，土中所以能够有很大负孔隙水压力，还有其它因素的作用，如粘粒间的吸附力等。

4.3 总吸力的量测

环境及外荷的改变会使土的含水量发生变化。压实土的初始含水量同基质吸力有直接关系（图 4.4）。另一方面，渗透吸力对含水量的变化似乎不很敏感。因此，总吸力的变化主要反映基质吸力的变化。它的量测很重要，尤其在高吸力范围，基质吸力很难量测。

下面几节讨论量测总吸力的直接与间接方法。土中水的自由能（即总吸力）可根据测得的土中水的蒸气压或土中的相对湿度来确定。可用湿度计直接量测土中的相对湿度；也可用滤纸（作为量测传感器）间接测定土中的相对湿度，让滤纸与土中的吸力相平衡。

4.3.1 湿度计

热电偶湿度计可用于量测土的总吸力。实际上也就是量测土孔隙中的气体或土附近空气的相对湿度。相对湿度与总吸力的关系如式（4.1）所示，其中（$\bar{u}_v / \bar{u}_{v0}$）等于相对湿度 RH。

热电偶湿度计有两种基本类型，一是湿环型（Richards 和 Ogata， 1958），另一种是 Peltier 型（Spanner， 1951）。两类湿度计的工作原理都是测出无蒸发面（即干球）和有蒸发面（即湿球）之间的温差。这两个面的温差与相对湿度直接有关。

湿环型与 Peltier 型湿度计的差别在于，为增加蒸发量而加湿蒸发接点的方式不同。在湿环型湿度计中，蒸发接点是靠向小银环中注入一滴水来进行加湿的；而在 Peltier 型湿度计中，蒸发是靠 Peltier 电流通过蒸发接点来引起的。Peltier 电流将接点冷却到露点以下，使微量水气在接点上凝结。Peltier 湿度计在岩土工程中是最常用的，其主要工作原理是 Seeback 效应和 Peltier 效应（见下节）。

Seeback 效应

Seeback （1821）发现在两种不同金属组成的闭合电路中，如果电路两个接点的温度不同（即 T 与（$T + \Delta T$）），那么电路中将会产生电动势（即 emf），如图 4.9 所示。这种现象称为 Seeback 效应。这样也就能用两种不同的导线（即热电偶）去量测温度。线路一个接点的温度控制不变，作为基准，另一个接点用于感测温差。在线路上装一个微电压表量测 Seeback 电动势。此电动势是两接点之间的温差的函数。

Peltier 效应

Peltier（1834）发现，当电流通过两种不同金属组成的线路时，一个接点变热，而另一个接点变冷。如图 4.10 所示。如果电流方向改变，那么在两个接点上将出现相反的情况。这种现象称为 Peltier 效应。这样也可以用热电偶量测相对湿度。

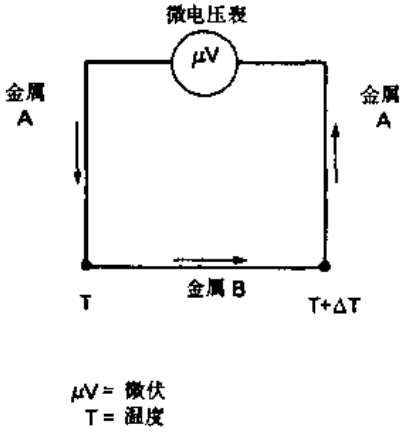


图 4.9　说明 Seeback 效应的电路

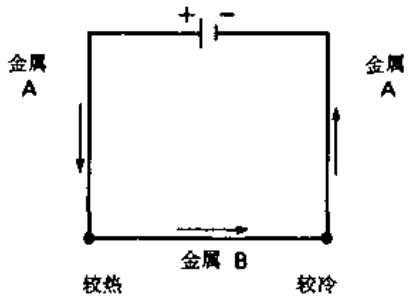


图 4.10　说明 Peltier 效应的电路图

Peltier 效应可用于冷却热电偶的一个接点，使它达到与周围大气相应的露点温度，从而使蒸气在接点上凝结。电流一旦停止，凝结水便蒸发到周围大气中去，使接点上的温度进一步下降。温降取决于蒸发率，而蒸发率与周围大气的蒸发压有关。如果利用 Seeback 效应量测到周围的温度和蒸发引起的温降，也就可以计算得出大气的相对湿度。

应用 Peltier 电流能够得到的接点冷却有一最大限度（Spanner，1951）。产生 Peltier 冷却电流的同时产生 Joule 热效应。Joule 热效应是由于做功以克服热电偶导线上的摩擦力而生热的结果。Spanner（1951）证明，净的冷却效应是电流二次方的函数，并且有一最大限度。超过此限度，Joule 热效应便起主导作用。

不同类型的热电偶有不同的最大冷却限度。最大冷却限度决定热电偶能够得到的最低露点温度。这就决定了热电偶湿度计能够量测的相对湿度最低值（或土的吸力最高值）。相对湿度愈低，与蒸气压相关联的露点温度也愈低。

Peltier 湿度计

典型的 Peltier 湿度计，通常又叫 Spanner 湿度计，如图 4.11 所示。热电偶由 0.025 mm 直径的镍铜导线（即铜-镍）和铬导线（即铬-镍）组成。导线焊接在一起以形成蒸发或量测接点。导线的另外两端接到 AWG（美国导线标准）26 的铜线上，以形成基准接点。高导电率的铜线选用较粗直径，以形成“热库”，使基准接点能够保持恒温。需要靠热库来吸收随着量测接点被冷却而在基准接点附近产生的 Joule 热。

铬-镍热电偶的最大冷却限度为周围温度以下 0.6°C 左右（Brown 和 Bortos，1982）。它代表热电偶湿度计能够量测到的最低相对湿度（即 94 %），或最高总吸力值（即 8000 kPa）。在环境温度控制在± 0.001°C 条件下，用热电偶湿度计能够量测最低吸力值为 100 kPa 左右（Krahn 和 Fredlund，1972）。此最低值相当于接近 100 %相对湿度。趋近 100 %相对湿度时，温度稍为下降一点，热电偶上便会凝结水份。

时，温度稍为下降一点，热电偶上便会凝结水份。

热电偶导线通常用罩子保护起来。保护罩的形式可以是陶瓷杯、不锈钢网或端部带有窗网的固体（不锈钢或特氟隆）管子。保护罩类型的选择取决于湿度计应用条件。水蒸气达到平衡所需的时间与保护罩类型有关，如图 4.12 所示。陶瓷罩需要较长时间才能达到平衡，这使它在许多情况下不太实用。

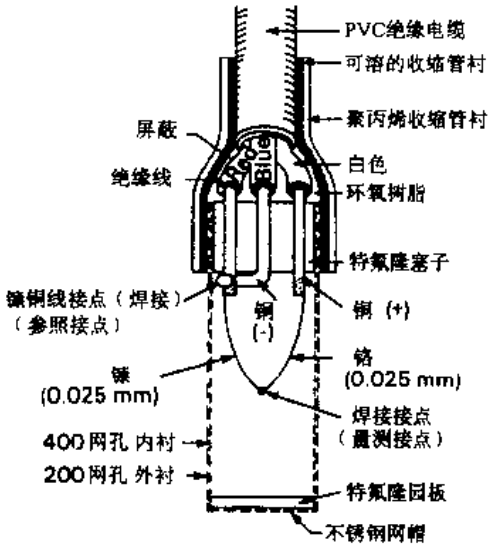


图 4.11 网罩单接点 Peltier 热传导湿度计（引自 Brown 和 Collins， 1980）

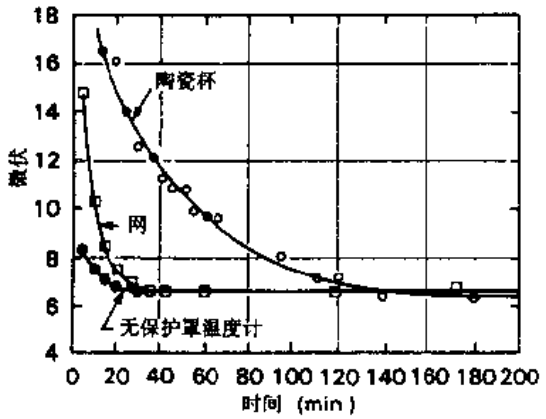


图 4.12 具有不同保护罩的热电偶湿度计达到平衡所需时间，放 0.3 摩尔浓度氯化钾溶液上方，温度 25°C（引自 Brown， 1970）

湿度计连接到提供 Peltier 冷却电流的控制装置上。同时，也连接到微电压表上，以量测蒸发过程产生的电动势。

量测总吸力时，将湿度计悬挂在装有土样的封闭装置内。在热电偶附近的空气与土样内的空气之间达到平衡之后量测相对湿度。量测前，土、空气和湿度计的温度必须处于等温状态。为使总吸力的量测精度达到±10 kPa，环境温度必须控制在±0.001°C （Krahn 和 Fredlund， 1972）。湿度计内的热平衡，可根据微电压表读数为零来予以保证。

使用 Peltier 湿度计量测相对湿度的有关过程，可看图 4.13 及下列说明：

a）量测前，湿度计与周围大气之间必须达到等温平衡，这时，电压读数为零。

b） 15 秒后，让微小电流（即 5 mA）从湿度计线路的镍铜线流向镍铬线 15 秒钟。由于 Peltier 效应，沿此方向的电流将使量测接点冷却。随着量测接点的温度降到相应于周围大气的露点以下，水蒸气便在量测接点凝结。凝固过程中，量测接点的温度保持在相应的露点温度。

c） 15 秒冷却完后， Peltier 电流便终止。

d）冷却过程一旦停止，量测接点的凝结水便开始向周围大气蒸发。蒸发一开始，量测接点的温度便开始下降到露点以下。结果，微电压表便在记录纸上记下电动势。产生的电动势是量测接点与基准接点之间的温差的函数（即 Seeback 效应）。微电压计的读数迅速上升到最大值，此最大值是周围大气的相对湿度的函数。大气愈干，蒸发过程中的微电压输出愈大。

e）一旦达到最大输出值，微电压表读数便迅速下降为零。输出下降表明，量测接点的温度迅速上升，达周围或基准接点的温度。

f）量测接点的温度与基准接点的温度相等时，微电压表的读数便成为零。

湿度计的率定

湿度计的率定就是要确定热电偶的微电压输出与已知总吸力值之间的关系。率定时，将湿度计悬挂于已知渗透吸力的盐溶液上方。率定在密闭容器中进行。将 NaCl 或 KCl 溶液饱和的滤纸放在容器底部。 NaCl 和 KCl 溶液在不同浓度和温度下的渗透吸力值见表 4.3 和 4.4 。

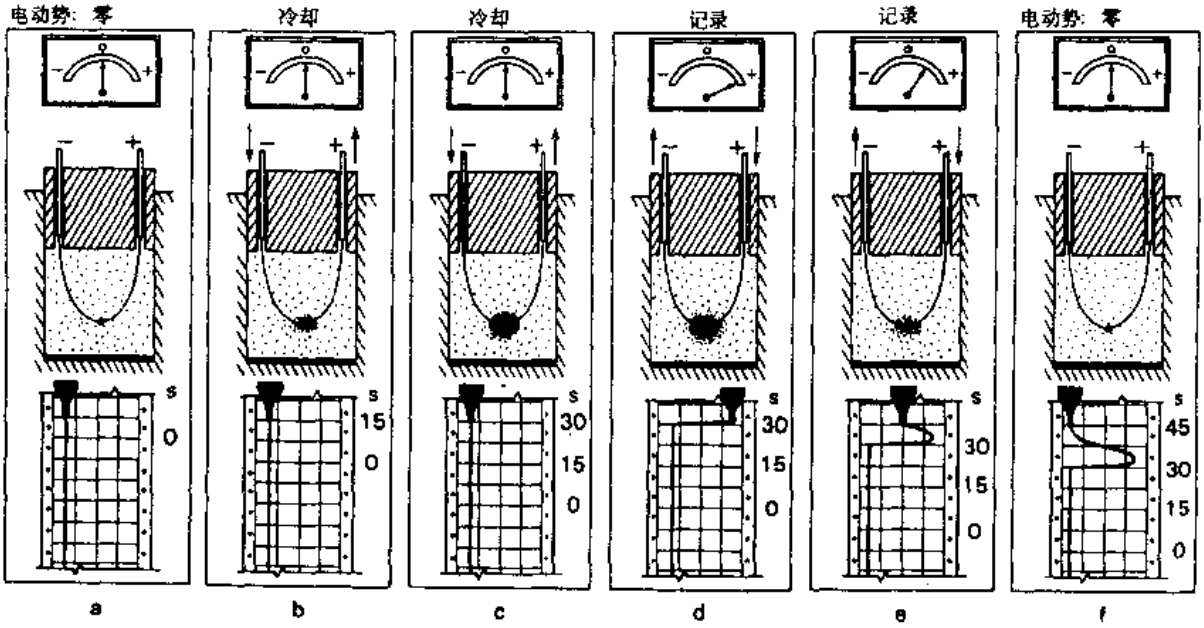


图 4.13　Peltier 热电偶湿度计（悬挂在密闭室内土样上方）的工作原理
（引自 Van Havered 和 Brown， 1972 ）

NaCl 溶液的渗透吸力（引自 Lange， 1967 ）　　表 4.3

NaCl 摩尔浓度	温度				
	0°C	7.5°C	15°C	25°C	35°C
	渗透吸力 （kPa ）				
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.2	836	860	884	915	946
0.5	2070	2136	2200	2281	2362
0.7	2901	2998	3091	3210	3328
1.0	4169	4318	4459	4640	4815
1.5	6359	6606	6837	7134	7411
1.7	7260	7550	7820	8170	8490
1.8	7730	8035	8330	8700	9040
1.9	8190	8530	8840	9240	9600
2.0	8670	9025	9360	9780	10 160

在等温平衡条件下，率定容器的蒸气压或相对湿度与盐溶液的渗透吸力有关。因此，湿度计可在不同吸力值下进行率定，在盐溶液中只要采用不同浓度（或渗透吸力）的盐溶液。

KCl 溶液的渗透吸力（引自 Campbell 和 Cardner， 1971） 表 4.4

摩尔浓度	0°C	10°C	15°C	20°C	25°C	30°C	35°C
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.10	421	436	444	452	459	467	474
0.20	827	859	874	890	905	920	935
0.30	1229	1277	1300	1324	1347	1370	1392
0.40	1628	1693	1724	1757	1788	1819	1849
0.50	2025	2108	2148	2190	2230	2268	2306
0.60	2420	2523	2572	2623	2672	2719	2765
0.70	2814	2938	2996	3057	3116	3171	3226
0.80	3208	3353	3421	3492	3561	3625	3688
0.90	3601	3769	3846	3928	4007	4080	4153
1.00	3993	4185	4272	4366	4455	4538	4620

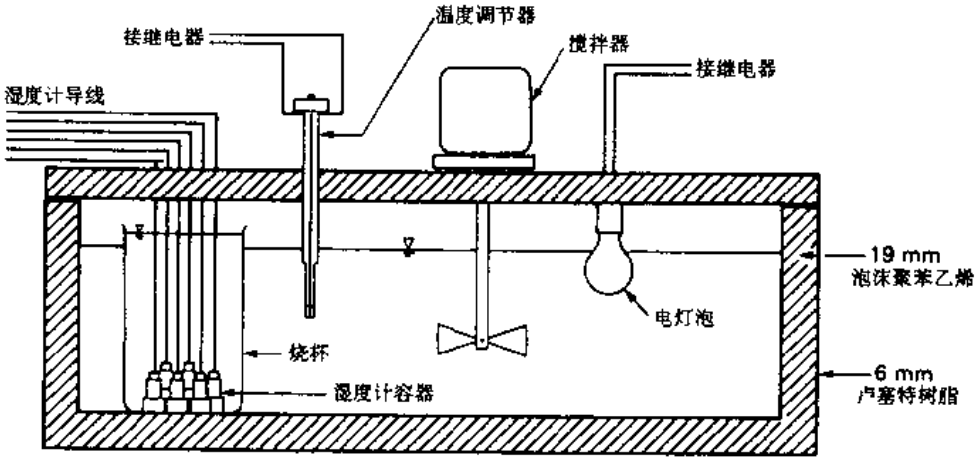


图 4.14 恒温水槽示意图（引自 Krahn 和 Fredlund， 1972）

相应于不同温度的一系列率定曲线如图 4.15 所示。每条曲线表示湿度计读数与总吸力关系。取微电压表的最大输出作为湿度计读数。利用率定曲线，也就可以用湿度计测定土的总吸力。

图 4.15 中的率定曲线从零上升达最大微电压值，然后就急剧下降。最大微电压值表示湿度计能够量测的最大总吸力值。超过这一点的湿度计读数具有很大的可变性，尤其是高温时可变性最大。这个特性是由于冷却有一最大限度的缘故。图 4.15 中的曲线表明，可能测到的最大总吸力值范围为 7000 到 8000 kPa，分别相应于 0 ～ 35°C 温度范围。

湿度计的反应时间取决于保护罩类型（图 4.12）和量测的总吸力值（图 4.16）。反应时间从几小时（数千 kPa 吸力）到 2 周（100 kPa 吸力）不等（Richards， 1974）。看来，湿度计用于量测低吸力值时需要相当长的时间才能平衡。

Hamilton 等（1981）报导了热电偶由于腐蚀产生的严重问题。用不干净或不合格的湿度

Hamilton 等（1981）报导了热电偶由于腐蚀产生的严重问题。用不干净或不合格的湿度计测出的结果很难分析，如图 4.17 所示。腐蚀问题可归因于土中的酸性环境。重要的是，每次率定和使用湿度计后，一定要按厂家的说明进行彻底清洗。

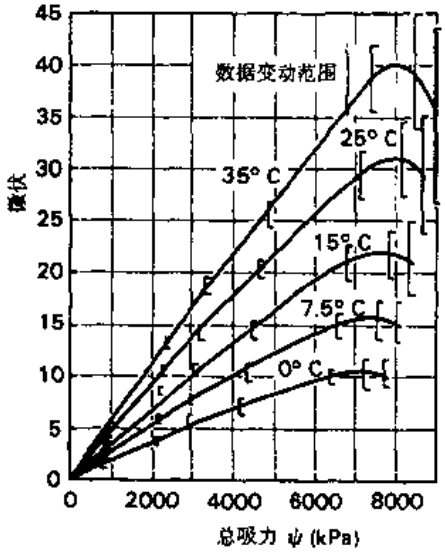


图 4.15　各种温度下的湿度计率定曲线（引自 Brown 和 Cartos，1982）

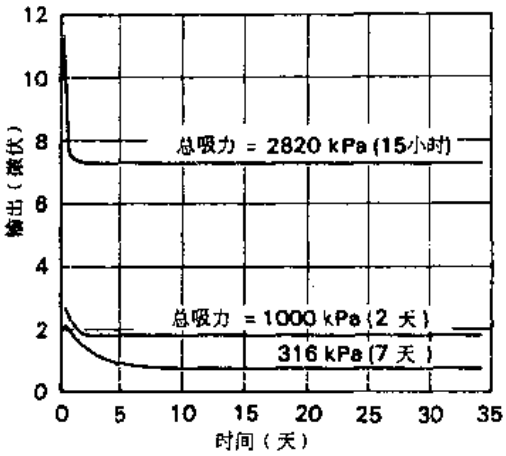


图 4.16　湿度计的反应时间（引自 Richards，1974）

湿度计的性能

湿度计适用于量测土中的高吸力。一般不宜使用湿度计在现场量测总吸力。因为在野外条件下温度波动比较大。可将原状土样取回试验室在控温环境中量测。将小块土样与热电偶湿度计一起装在不锈钢或有机玻璃容器内，如图 4.18 所示。然后再将全部装置放恒温水槽中，如图 4.14 所示。恒温水槽的温度保持在±0.001°C 温度范围内（Krahn 和 Fredlund，1972）。土中的温度要求保持在相同的精度范围。

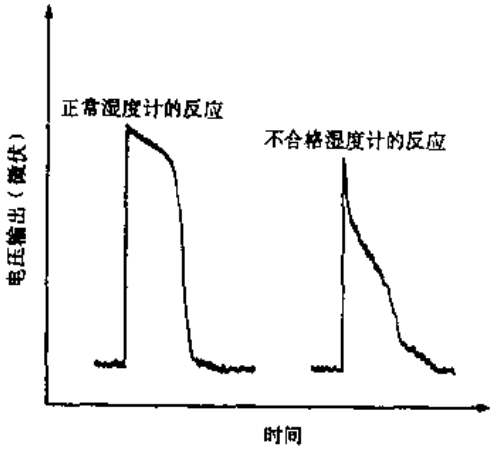


图 4.17　相同吸力情况下正常与不合格（或弄脏的）湿度计的时间反应比较（引自 Hamilton，1979）

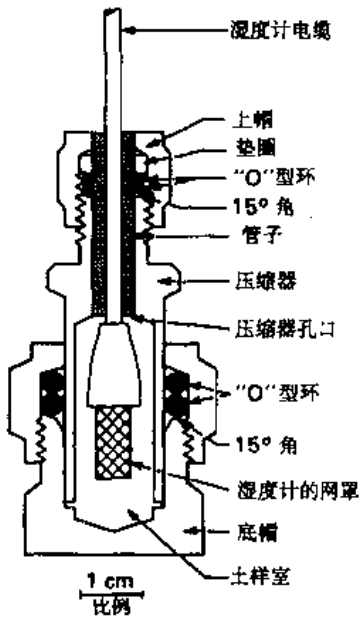


图 4.18　封闭在不锈钢容器内的湿度计（引自 Brown 和 Collins，1980）

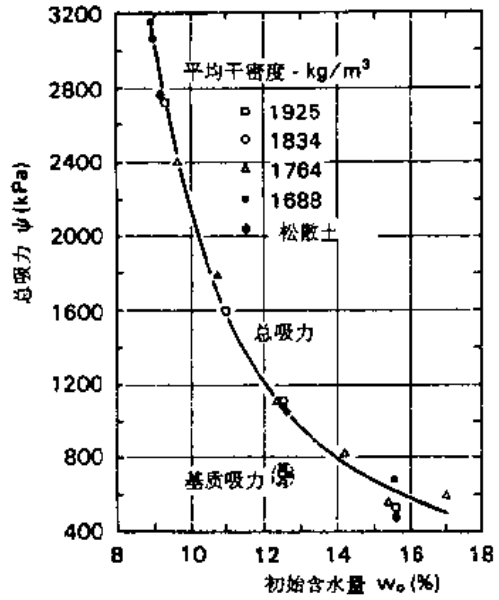


图 4.19 冰碛土的总吸力与初始含水量之间的关系（引自 Krahn 和 Fredlund，1972）

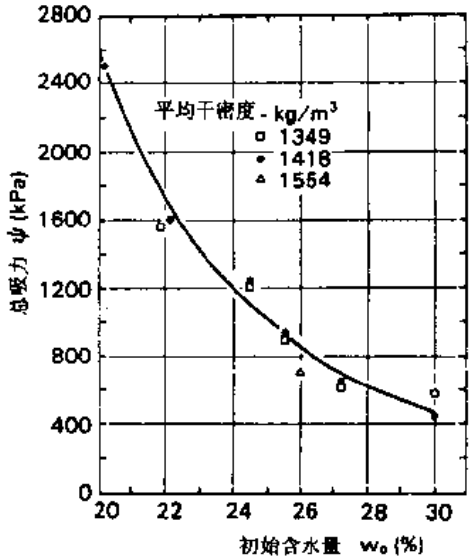


图 4.20 Regina 粘土的总吸力与初始含水量之间的关系（引自 Krahn 和 Fredlund，1972）

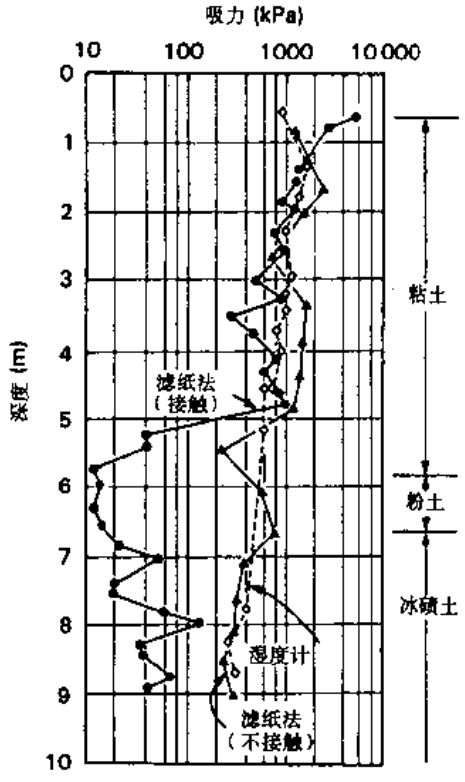


图 4.21 用热电偶湿度计和滤纸法测得的总吸力沿深度分布图（引自 Vander Raadt 等，1987）

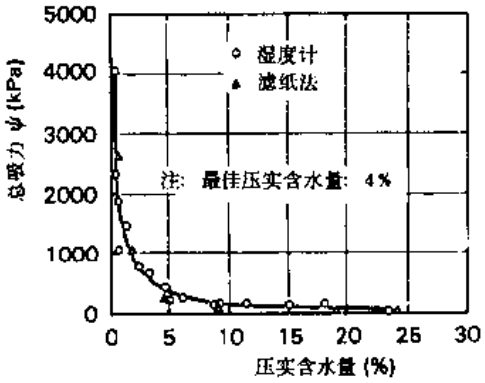


图 4.22 压实粉质砂土的总吸力量测比较（引自 Daniel 等，1981）

图 4.19 和 4.20 分别表示压实冰碛土和压实 Regina 粘土的初始含水量与总吸力的关系。总吸力用热电偶湿度计量测。值得指出的是，这里所示的关系与这两种土的土-水特征曲线不同，因为是用不同土样在不同含水量下压实达不同密度测得的。土-水特征曲线描述的是单个土样的含水量与吸力的关系。图 4.19 与图 4.20 清楚表明，某种压实土的吸力与初始含水量之间存在唯一的关系，与土的干密度无关。因此，在野外对这种压实土，只要测定其含水量就可以利用上述关系（图 4.19 和 4.20）推测其吸力值。这

种方法仅适用于土在野外刚压不久的情况。

用热电偶湿度计和滤纸法测定吸力的比较见图 4.21 和 4.22 。图 4.21 是在加拿大 Regina 附近不同深处取出的土样在室内测定的总吸力。比较表明，只要滤纸不接触土样，两种方法测出的总吸力是接近的。

图 4.21 所示的单接点 Peltier 湿度计对很小的温度梯度极为敏感。此外，这种单接点湿度计不能用于测定量测接点周围的温度。因此，开发了双接点的 Peltier 湿度计（图 4.23 ）以克服单接点湿度计的缺点。

双接点湿度计具有两个镍铬-镍铜热电偶。两根镍铜线接在一根镍铜引线上，而两根镍铬线分别接在两根铜引线上。让 Peltier 电流 *TN* 线路通过（图 4.23 ），使左边的量测接点冷却。量测铜引线 *N* 和 *P* 之间，亦即两个接点之间的湿度计输出。湿度计输出不怎么受湿度计容器内的温度波动所引起的体外电流输出的影响。由于温度梯度而在一个量测接点产生的电动势与在另一量测接点产生的反向电动势相互补偿。因此，双接点湿度计又叫温度补偿湿度计。此外，从测得的镍铜引线 *T* 和铜引线 *P* 之间的输出可以知道湿度计容器内的温度。

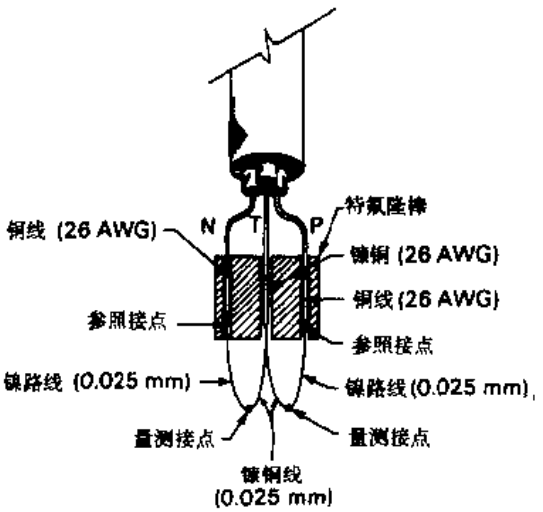


图 4.23　双接点湿度补偿 Peltier 热电偶湿度计（引自 Van Haveren 和 Brown， 1972 和 Meeuwing， 1972 ）

4.3.2　滤纸法

量测土中吸力的滤纸法是在土壤学领域发展起来的，一直在农业土壤学方面得到广泛应用（ Gardner， 1937； Fawcett 和 Collis-George， 1967； McQueen 和 Miller， 1968； Al-Khafaf 和 Hanks， 1974 ）。滤纸法亦曾用于岩土工程（ Ho， 1979； Tang， 1979； McKeen， 1981； Khan， 1981； Ching 和 Fredlund， 1984； Gallen， 1985； Mckeen，（ 1985 ）； Chandler 和 Gutierrez， 1986 ）。 Mckeen （ 1985 ）在研究机场跑道路基和膨胀土的膨胀势时用了滤纸法。他的经验表明，滤纸法值得进一步考虑。目前，滤纸法尚未在岩土工程界得到普遍接受，需要对此项技术在工程上的应用作进一步研究。

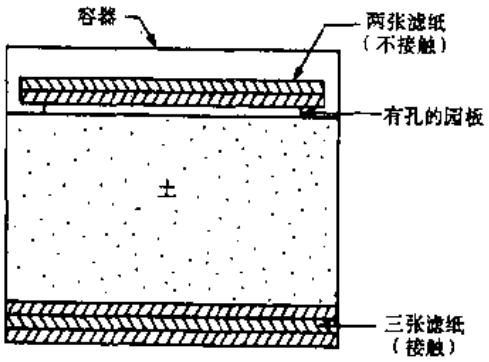


图 4.24　接触与不接触的滤纸法测定基质吸力与总吸力（引自 Al-khafat 和 Hanks， 1974 ）

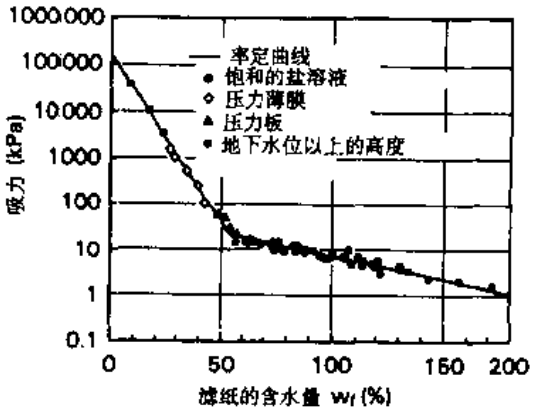


图 4.25　滤纸含水量与吸力关系的典型率定曲线（引自 MeQueen 和 Miller， 1968 ）

量测原则（滤纸法）

从理论上说，滤纸法可用于测定土中的总吸力或基质吸力。滤纸是作为传感体使用的。滤纸法属于测定土中吸力的“间接法”。

滤纸法是建立在滤纸能够同具有一定吸力的土达到平衡（在水分流动意义上）的假设基础上的。土与滤纸之间的水分或水蒸气交换可以达到平衡。当干的滤纸放在土样上，与土样直接接触时，水份便从土流入滤纸，并达到平衡（图 4.24 ）。当干的滤纸悬置土样上方（即不直接接触土），水蒸气将从土进入滤纸，并达到平衡（图 4.24 ）。量测达到平衡时滤纸的含水量。

滤纸的含水量同吸力值有一定的关系，如图 4.25 滤纸率定曲线所示。从理论上讲，当滤纸与土直接接触时，滤纸的平衡含水量相当于土的基质吸力。另一方面，当滤纸与土不相接触时，滤纸的平衡含水量相当于土的总吸力。因此，同一率定曲线可用于测定基质吸力与总吸力。

滤纸法可用于量测很大范围的吸力值。量测通常在实验室内，用取自野外的原状或扰动土样进行。

量测与率定技术（滤纸法）

滤纸法的量测与率定技术可参照 ASTM[1] 暂定标准（ ASTM D18 岩土委员会）执行。滤纸必须是无灰尘的定量分析 II 型滤纸（符合 ASTM E832 标准）。常用的两种滤纸商标是 Whatman No . 42 和 Schleicher 或 Schuell No . 589 。滤纸的典型尺寸为 55 mm 直径圆状。同一个商标的滤纸可以认为是“完全相同的”，其含意是所有滤纸均具有相同的率定曲线。

滤纸法使用的设备包括大、小金属容器，绝缘箱，天平及烘箱。大容器应能容纳 200 g 左右土样。容器必须经过防锈处理。大容器带有密封盖，将土样与滤纸放里面若干天，以达到平衡。小容器的体积约为 60 cm^3，里面装滤纸，放烘箱里测滤纸含水量。由于滤纸的质量很小，小容器必须使用尽可能轻的。

绝缘箱用于放置装有土样和滤纸的大容器，使土样和滤纸在里面达到平衡。绝缘箱必须保持± 1°C 恒温。量测滤纸含水量时，必须使用称量 20 g ，可读精度 0.0001 g 的精度天平。

有些研究人员使用滤纸前先对其进行处理，在防止平衡期间真菌和细菌的生长（ Fawcett 和 Collis-George ， 1967 ；和 McQueen 和 Miller ， 1968 ）。曾经采用 3 %五氯苯酚溶液（ C_6Cl_5OH ）或 0.005 %氯化汞溶液（ HgCl ）处理。然而，最近一些研究表明，使用处理过及没有处理过的滤纸得出的结果没有任何差别（ Hamblin ， 1984 ； Chandler 和 Gutierrez ， 1986 ）。

通常的做法是使用干的滤纸使其从土样中吸收水份以达到平衡。率定曲线都是用起始状态为干的滤纸进行率定得出的。因此，量测吸力时如果采用起始湿的滤纸，则需要用起始湿的滤纸建立新的率定曲线。看来，滤纸在浸湿和干燥过程中的含水量-吸力关系有若干滞回现象（ Lykov ， 1961 ）。

滤纸先放烘箱中烘烤若干小时。干的滤纸冷却后放干燥器中储存。同时，将土样装入大容器。为减少平衡所需时间，土样要差不多装满容器（图 4.24 ）。采用“不接触”法时，将

[1] 美国材料试验学会（ American Society for Testing Materials ）——编注。

两张干滤纸放在带孔的铜盘上，铜盘放土样上，如图 4.24 所示。采用“接触”法时，将三张滤纸叠在一起放土样上，与土样直接接触，如图 4.24 所示。“接触”法中。当中一张滤纸通常用于量测吸力，而外面两张滤纸主要用于保护当中那张滤纸不受来自土的污染。

滤纸和土样装入大容器后，立即用电工绝缘胶带将容器密封起来。然后将密封好的容器放绝缘箱里等待平衡。只要平衡期间的温度变化保持很小，滤纸法结果基本上不受周围温度影响（ Al-Khafaf 和 Hanks， 1974 ）。滤纸中的吸力需要 7 天才能达到平衡。从图 4.26 可以看出，初始干的滤纸在与土样逐渐平衡过程中的含水量增长情况。试验结果表明， 7 天时间足够达到平衡。

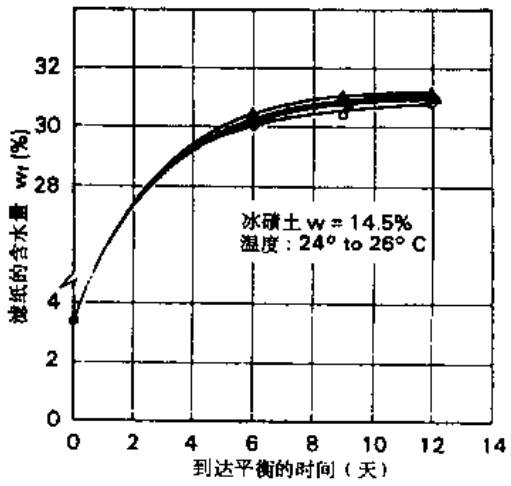


图 4.26　初始干燥滤纸在平衡过程中的含水量增加情况（引自 Tang， 1978 ）

平衡期间终了时，用一对镊子将滤纸从大容器取出，放入小金属容器中，测含水量。“不接触”量测的两张滤纸可分别测定其含水量。“接触”量测的中间一张滤纸是主要的，要准确测量其含水量。另外两张滤纸只是用作保护。

量测象滤纸这种很小质量时，操作必须十分小心。滤纸必须在很短时间（ 3 ～ 5 秒）内从大容器移到小容器，以减少滤纸周围大气接触而发生水份变化。装有滤纸的小容器必须盖紧并立即称重。

将装有滤纸的容器放入温度为 110± 5°C 的烘箱内。在烘箱内，容器的盖子要打开，使滤纸中的水份能够逸出。滤纸中的水份全部逸出后，将盖盖上，称装有干滤纸的容器的重量，以确定滤纸的干质量。根据滤纸的干质量和湿质量之差便可计算得出滤纸的平衡含水量。

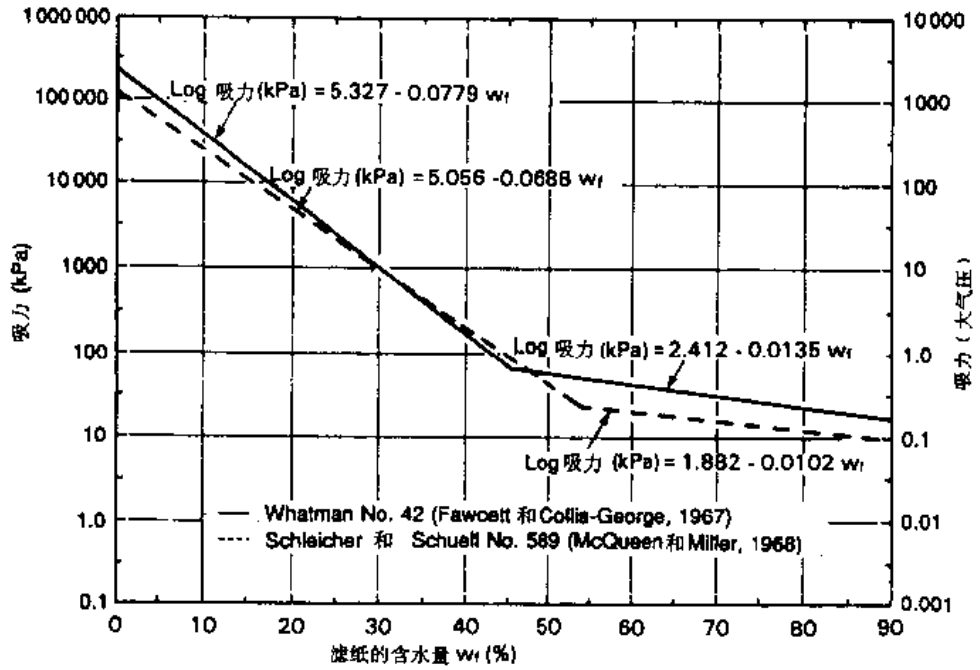


图 4.27　两种类型滤纸的率定曲线

根据滤纸的平衡含水量，可从率定曲线（图 4.27 ）求得平衡吸力值。假设平衡吸力值也就是土中的吸力。应用“不接触”法时，如果两张滤纸得出的含水量相近，可以取两张滤纸的平均吸力值作为土的吸力。

滤纸的率定曲线可以根据滤纸同已知渗透吸力的盐溶液达到平衡时的含水量来加以建立。原理上，滤纸的率定与湿度计的率定相同。滤纸应悬挂在不少于 50 cm^3 的盐溶液上方。保证达到平衡和量测含水量的方法与量测土中吸力时采用的方法相同。将不同的滤纸含水量同不同的渗透吸力点绘，便可得出率定曲线。

滤纸的率定曲线通常由两个直线段组成，如图 4.27 所示。曲线的下面一段代表较高的滤纸含水量范围，水份保持主要靠毛细作用力。而率定曲线上面一段代表较低含水量范围，水份的保持主要靠滤纸内的吸附水膜（ Miller 和 McQueen， 1978 ）。

需要着重指出的是，滤纸法技术要求很高，同操作者的关系很大，测定滤纸含水量时必须十分细心。天平精度应达 0.0001 g 。每张干滤纸约重 0.52 g ，含水量为 30 %时，滤纸中的水份重量为 0.16 g 左右。

滤纸法在实践中的应用

实践工程师最关心的一个问题是“应用滤纸法量测吸力的准确度如何？”下面几个典型结果多少能够说明滤纸法的准确度。

图 4.21 表示用滤纸法和湿度计法量测吸力的结果比较。不接触滤纸法的结果同湿度计的量测结果相当接近，表明量测的是总吸力。然而，接触法的结果，在深度较大处就差别较大。估计这是由于滤纸和土样接触得不好，在很多场合下，测的是总吸力，不象 0 ～ 5 m 范围内测的是基质吸力（图 4.21 ）。

看来，土样与滤纸之间保证有良好接触是困难的，因此，滤纸法通常用于测定总吸力。图 4.28 证明，用滤纸法和热电偶湿度计测得的总吸力相当接近。图 4.29 是用滤纸法在 Texas 蒙脱石粘土中测得的总吸力剖面（ Mckeen， 1981 ），其结果与湿度计量测的结果相当一致。

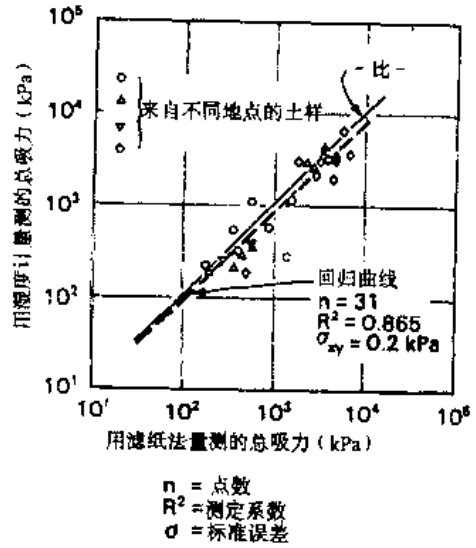


图 4.28 用滤纸法和湿度计法得到的总吸力比较（引自 Mckeen， 1981 ）

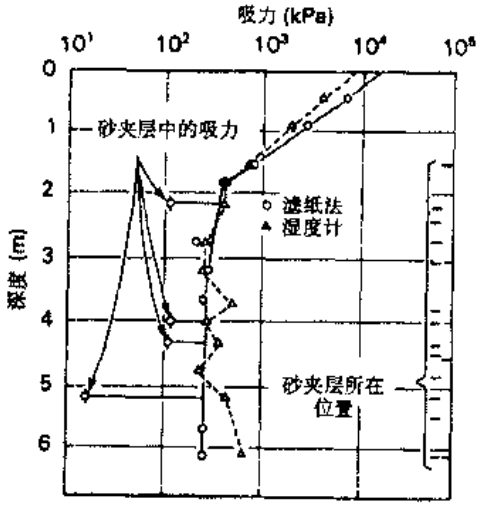


图 4.29 用滤纸法和热电偶湿度计得出的总吸力分布（引自 Mckeen， 1981 ）

图 4.30 是用滤纸法量测的加拿大 Eston 高塑性粘土的总吸力剖面（ Ching 和 Fredlund，

1980）。含水量样品是按 0.3 m 左右间隔从若干钻孔中取出的。每个样品放三张滤纸，放置一周使其达到平衡。这种高膨胀性粘土测得的吸力为 2000 至 6000 kPa。虽然无法直接验证，但量测结果对这种土来说看来是合理的。

图 4.31 所示是在有页岩挖方中用滤纸法测得的总吸力剖面（Mckeen，1985）。由于干燥效应，靠近挖方表面处（即 0.6 m 深度以内）测得的吸力值很高（图 4.31（a））。相应地，这段剖面的含水量很低（图 4.31（b））。此外，滤纸法曾经成功地用于估计伦敦粘土的现场应力状态（Chandler 和 Gutierrez，1986）。

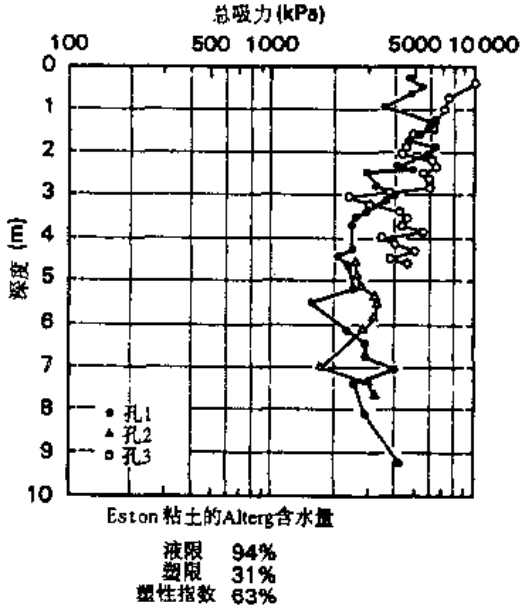


图 4.30　用滤纸法测得的 Eston 粘土的总吸力分布

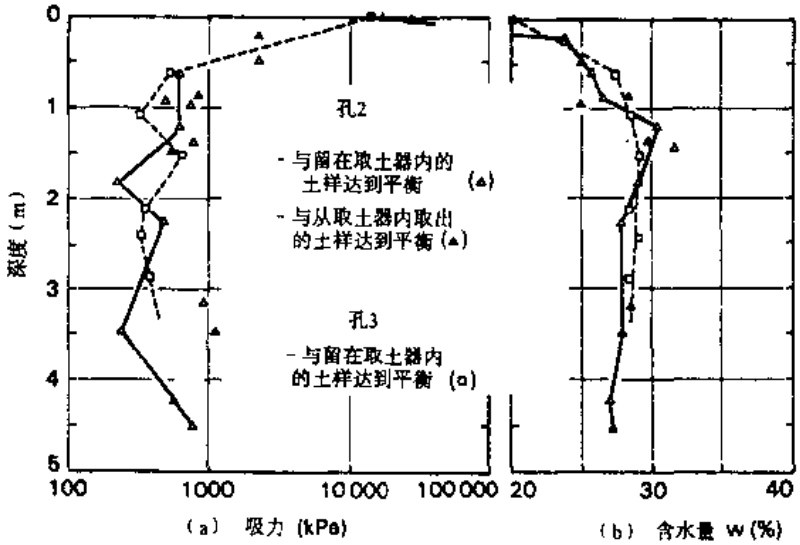


图 4.31　页岩开挖面上的总吸力和含水量分布（引自 McKeen，1985）

滤纸法技术也能用于现场测定（总）吸力（Fredlund，1989）。图 4.32 是在路基土中量测吸力的建议方案。滤纸放置在测点约一星期，然后取出测定含水量。用新的滤纸再测一次。这个方案虽然迄今未实际应用，但可能是一种估计总吸力的省钱方法。

滤纸法的量测范围很广，相当于几个 kPa 到几十万 kPa 的吸力范围（ Fawcett 和 Collis-George， 1967； McQueen 和 Miller， 1968 ）。然而，这种量测要求非常细心进行。同时，“不接触”法保证能测出总吸力，而“接触”法测出的可能是总吸力，也可能是基质吸力，取决于土和滤纸的接触程度。

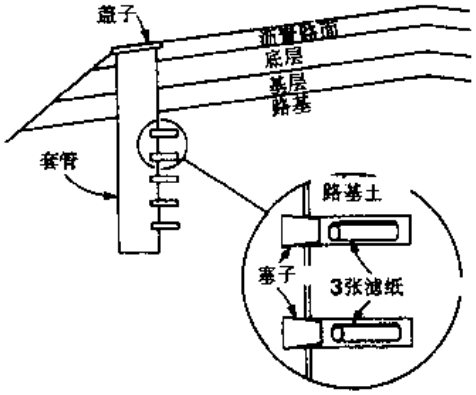


图 4.32 用滤纸法测定总吸力的方案

4.4 基质吸力的量测

基质吸力可用直接法或间接法量测。负孔隙水压力用直接法量测。孔隙气压力通常等于现场大气压力，孔隙气压力减去负孔隙水压力也就是基质吸力。

一般采用高进气值陶瓷板直接量测负孔隙水压力。因此，首先介绍高进气值陶瓷板的性能，然后再介绍直接测定基质吸力的各种方法。

有若干种多孔介质传感器用于间接量测基质吸力。标准陶瓷的电、热特性是含水量的函数，含水量又是基质吸力的函数。量测传感器的电特性或热特征，便可知道传感器及其周围土中的基质吸力。本章中将描述建立在传感器热特性基础上的基质吸力间接量测法。

4.4.1 高进气值陶瓷板

高进气值陶瓷板具有许多均匀小孔。它能够在空气和水之间起隔膜作用（图 4.33 ）。陶瓷板用高岭土焙烧制成，一旦充水饱和，由于收缩膜的阻挡，空气就不能通过陶瓷板。

陶瓷板所以能够阻挡空气通过是因为收缩膜产生表面张力 T_s。收缩膜有如一薄膜将陶瓷板表面众多的小孔（半径为 R_s）联结起来。收缩膜上方的空气压力与收缩膜下面的水压之间的差值定义为基质吸力。陶瓷板能够保持的最大基质吸力值称为它的进气值 $(u_a - u_w)_d$。陶瓷板的进气值可用 Kelvin 公式表示：

$$(u_a - u_w)_d = \frac{2T_s}{R_s} \qquad (4.10)$$

式中

$(u_a - u_w)_d$——高进气值陶瓷板的进气值；

T_s——收缩膜或水-气分界面的表面张力（ 20°C 时， $T_s = 72.75\,\text{mN/m}$ ）；

R_s——收缩膜的曲率半径或最大孔隙的半径。

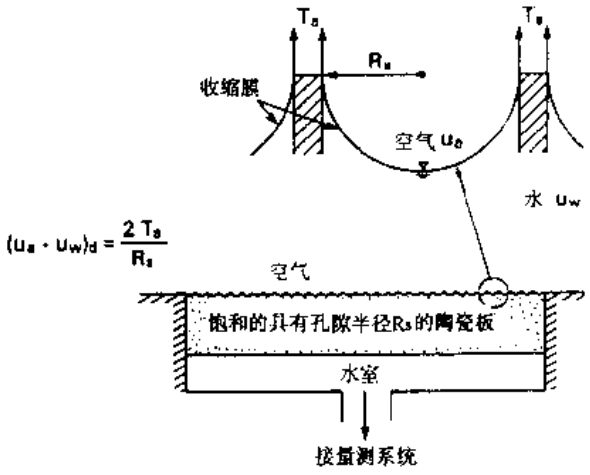


图 4.33 用 Kelvin 毛细作用模型描述高进气值陶瓷板的工作原理

表面张力 T_s 随温度变化很小。陶瓷板的进气值主要取决于最大孔隙的曲率半径 R_s，而板的孔径大小取决于陶瓷板的制造焙烧工艺。板的孔径越小，其进气值越大〔式（ 4.10 ）〕。

表4.5列出伦敦帝国大学用于研究非饱和土的若干种高进气值陶瓷板的特性。

高进气值陶瓷板能够在气压和水压之间维持差值使它适合于直接量测非饱和土中的负孔隙水压力。陶瓷板在非饱和土和孔隙水压力量测系统之间起分界面作用。陶瓷板中的水将土中的孔隙水同量测系统中的水连接起来。在此同时，空气不能穿过高进气值陶瓷板进入量测系统。

仅当土中的基质吸力不超过陶瓷板的进气值时，空气和水才能用高进气值陶瓷板隔开。如果土中的基质吸力超过板的进气值，那么空气就会穿过陶瓷板而进入量测系统。量测系统中一有空气就会使封闭系统中的孔隙水压力量测产生错误。

图4.34是列在表4.5中的三种陶瓷板的通气特性。图上的点表示陶瓷板能够维持的进气值或最大基质吸力值。

伦敦帝国大学使用的高进气值陶瓷板（引自Blight，1966）　　表4.5

板的种类	孔隙率 n（%）	渗透参数 k_d（m/s）	进气值 $(u_a-u_w)_d$（kPa）
Doulton规格P6A	23	2.1×10^{-9}	152
Aerox "Celloton" 规格VI	46	2.9×10^{-8}	214
泥浆高岭土固结后焙烧	45	6.2×10^{-10}	317
高岭土粉末压制后焙烧	39	4.5×10^{-10}	524

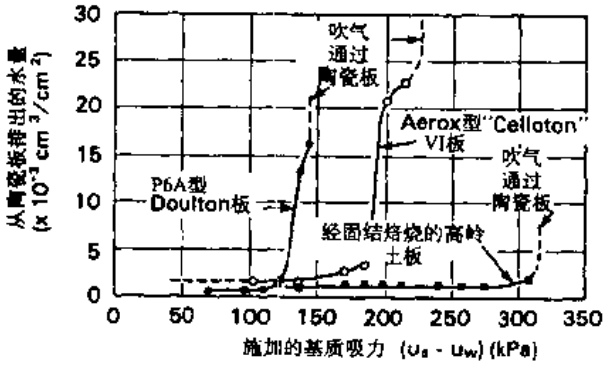


图4.34　三种高进气值陶瓷板的通气特性（引自Bishop和Henkel，1962）

美国Soilmoisture公司生产的几种高进气值陶瓷板的特性列于表4.6。陶瓷板以进气值（用巴表示，1巴等于100kPa）作为标志。陶瓷板的透水系数是放在三轴仪中测定的。板上充满水，对水施加空气压力，使陶瓷板内形成水力梯度。应用水量变化指示仪测定通过陶瓷板的水量。仪器细节在第10章介绍。

点绘流经高进气值陶瓷板的水量与时间的关系如图4.35所示。直线关系表明，通过陶瓷板的是稳定流。流量被板的横断面积和所经过的时间除，也就得出板的渗透系数。板的渗透系数通常随进气值的增加而减小。

用于非饱和土试验之前，必须先测定板的进气值和渗透系数。图4.36表示Soilmoisture公司生产的高进气值陶瓷板的通气实测特性。测得的进气值看来比厂家提供的标准值高。该公司生产的各种高进气值陶瓷板的进气值和渗透系数汇总于表4.7。

4.4.2　直接量测

通常用于直接量测负孔隙水压力的装置有两种，即张力计和轴平移装置。张力计利用高进气值陶瓷板作为量测系统和土中负孔隙水压力的分界面。张力计可在室内及野外使用。轴平移装置仅能用于实验室内测定。轴平移概念已在第3章介绍过。

Soilmoisture 出品的高进气值陶瓷板的特性（厂家提供的数据） 表 4.6

陶瓷板种类	近似孔径 （$\times 10^{-3}$mm）	水的渗透系数 k_d （m / s）	进气值 $(u_a - u_w)_d$ （kPa）
1 / 2 巴，高流量	6.0	3.11×10^{-7}	48 — 62
1 巴	2.1	3.46×10^{-9}	138 — 207
1 巴，高流量	2.5	8.60×10^{-8}	131 — 193
2 巴	1.2	1.73×10^{-9}	241 — 310
3 巴	0.8	1.73×10^{-9}	317 — 483
5 巴	0.5	1.21×10^{-9}	> 550
15 巴	0.16	2.59×10^{-11}	> 1520

Soilmoisture 公司出品的高进气值陶瓷板的渗透系数和进气值实测资料

（引自 Fredlund， 1973； Rahardjo， 1990） 表 4.7

陶瓷板种类	板的直径 （mm）	板的厚度 （mm）	板的进气值 $(u_a - u_w)_d$ （m / s）	渗透系数 k_d （m / s）
1 巴	19.0	6.4	115	5.12×10^{-8}
高流量	19.0	6.4	130	3.92×10^{-8}
	19.0	6.4	110	3.98×10^{-8}
	19.0	6.4	130	5.09×10^{-8}
	19.0	6.4	150	5.60×10^{-8}
	101.6	10.0	>200	4.20×10^{-8}
5 巴	56.8	6.2		1.30×10^{-9}
15 巴	56.8	3.1		8.41×10^{-9}
	57.0	3.1		6.82×10^{-10}

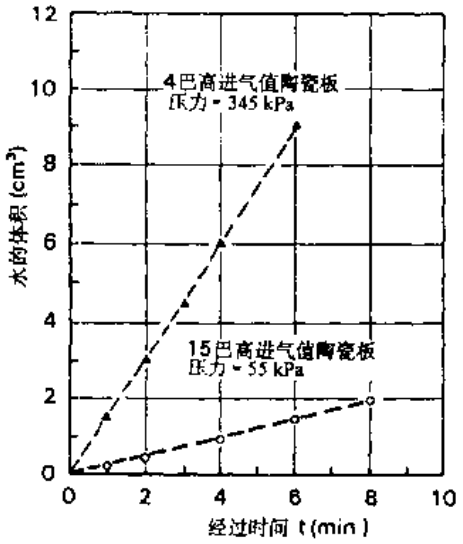


图 4.35 通过高进气值陶瓷板的稳定水流（引自 Fredlund， 1973）

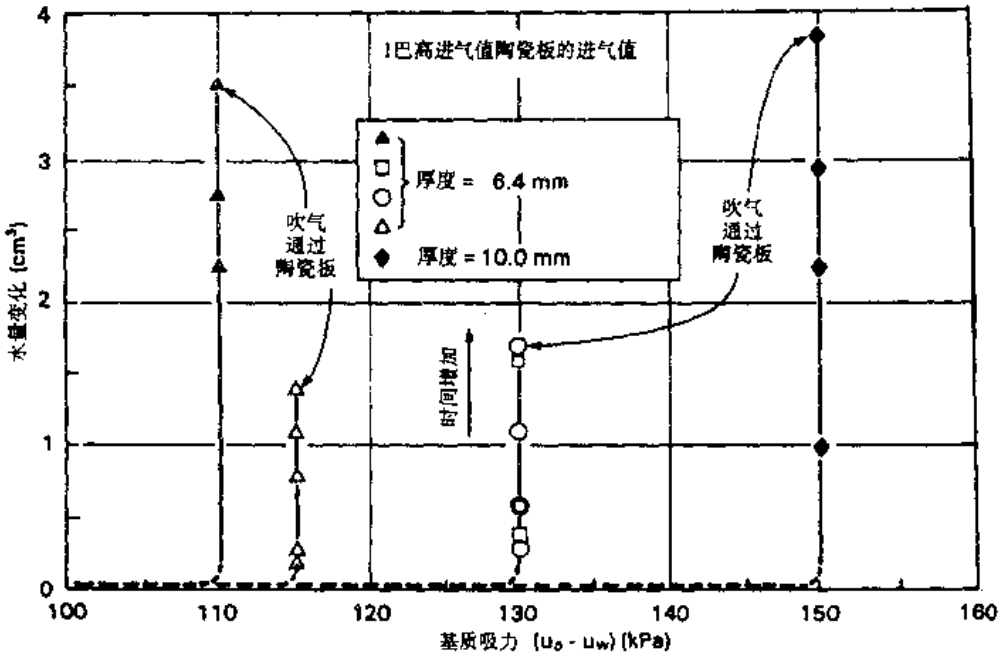


图 4.36　1 巴高进气值陶瓷板的通气特性（引自 Rahardjo，1990）

张力计

张力计量测土中的负孔隙水压力。张力计由高进气值多孔陶瓷头与压力量测装置组成。二者用一小管连接。小管通常用塑料做成，它的导热性低而且不腐蚀。管和陶瓷头用去除空气的水充满。将陶瓷头插入预先挖好的孔中直到与土良好接触。

当土和量测系统之间达到平衡时，张力计中的水将同土中的孔隙水具有相同的负压。张力计能够测定的孔隙水压力限度约为负 90 kPa，因为张力计中的水可能出现气蚀现象。当孔隙气压力等于大气压力时（即 u_a = 零压力表压力），测得的负孔隙水压力在数值上与基质吸力相等。当孔隙气压力大于大气压时（即采用轴平移时），张力计的读数同周围孔隙气压力相加也就是土的基质吸力。要量测的基质吸力必须不大于陶瓷头的进气值。用张力计不能量测土的渗透吸力，因为可溶盐能够自由通过陶瓷头。

Soilmoisture 公司生产的张力计有几种类型。图 4.37 所示的是一种常规张力计，它带有 Bourdon-真空压力表用于量测负孔隙水压力。张力计管中的负孔隙水压力也可以用水银压力计或压力传感器量测，如图 4.38 所示。Cassel 和 Klute（1986）讨论了不同量测装置对张力计时间反应的影响。一般说来，提高量测装置的灵敏度将缩短张力计的反应时间。提高量测装置的灵敏度还能减少土与张力计之间的水份移动，从而获得更精确的吸力量测。陶瓷头具有较大渗透性也会使张力计的反应时间缩短。

图 4.37 所示的张力计管子直径约为 20 mm，长度不大于 1.5 m。换言之，张力计的陶瓷头可放到地面下 1.5 m 深度。但在地面记录到的负孔隙水压力必须根据张力计中的水柱高度进行位头修正。张力计的管子越长，修正的数值越大。修正的结果使量测的负孔隙水压力值大于记录值。管长 1.5 m 的相应压力修正为 15 kPa。

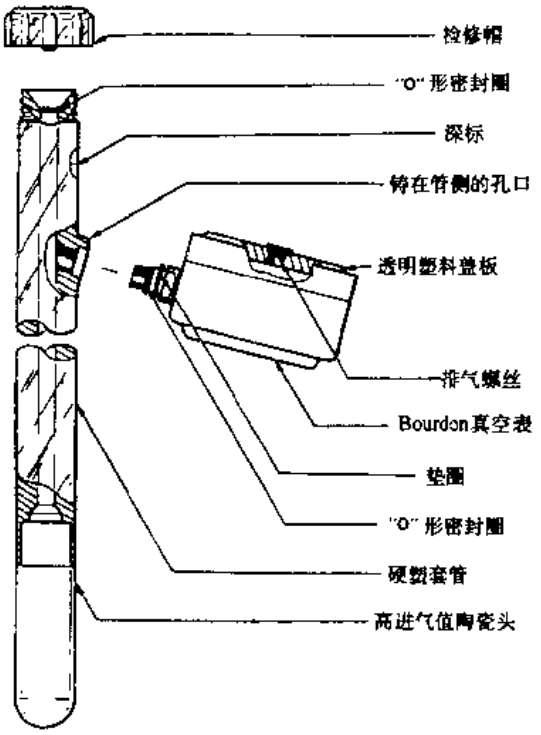


图 4.37 Soilmoisture 公司出品的常规的张力计

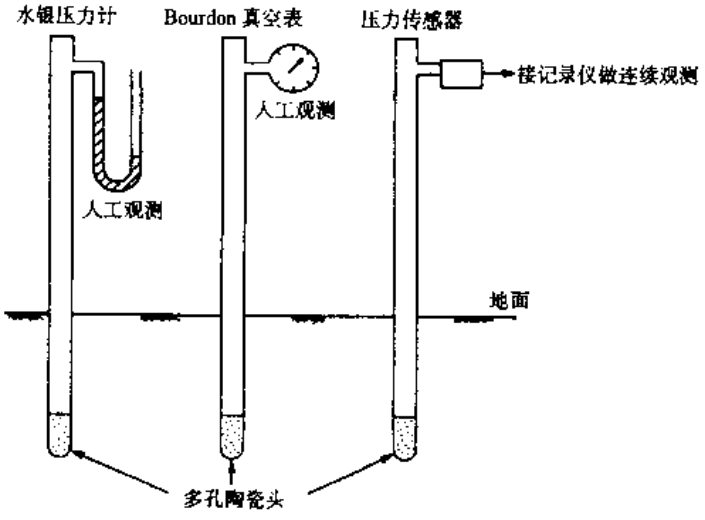


图 4.38 张力计的不同量测系统（引自 Mrrison， 1983）

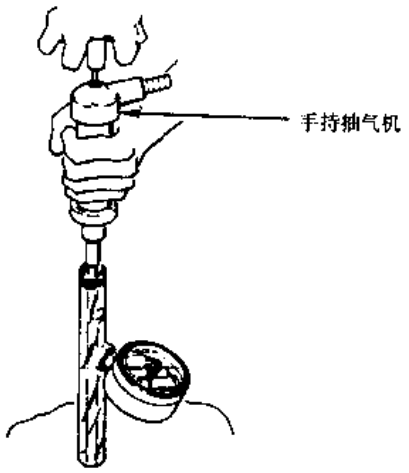


图 4.39 用手持抽气机从张力计排气（引自 Soilmoisture 仪器公司提供）

张力计使用前的维护

张力计顶部的帽子（图 4.37）用于便利注入蒸馏水并在量测时封闭管子。张力计在使用前必须严格维护以获得可靠结果。张力计的具体准备、安装及使用方法参见 Cassel 和 Klute（1986）的文章。装置前必须检查陶瓷头是否有堵塞迹象；气泡必须从张力计中排除，并且检查张力计的反应时间。检查陶瓷头时，可将空的张力计竖直放水桶里，让陶瓷头在水中浸泡一昼夜。没有堵塞的陶瓷头会让水注满张力计管子。

在张力计管子上施加 80 kPa 左右的真空度 30 ～ 60 s，可将张力计中的气泡去除。可用图 4.39 所示手持真空泵将陶瓷头、压力表和管壁不规则处的气泡抽除。真空解除后，向管内重新注满蒸馏水，并拧紧盖帽。让水从陶瓷头蒸发，便会在管内水中产生 80 kPa 左右的负压。在此负压作用下，管中可能又出现气泡。这时候应重复进行上述步骤直到管中气泡基本消失为止。为保证正确的读数和迅速反应，张力计管内没有空气是至关重要的。

检查张力计的反应时间时，可在管内水中由于陶瓷头处的蒸发而产生 80 kPa 负压后将陶瓷头浸入水中。张力计中的负水压应在浸入水中后 5 分钟内增加到等于大气压，如图 4.40 所示。迟缓于此的反应表明，陶瓷帽可能有堵塞或量测系统中有气泡或压力表有毛病，需要重新对零。

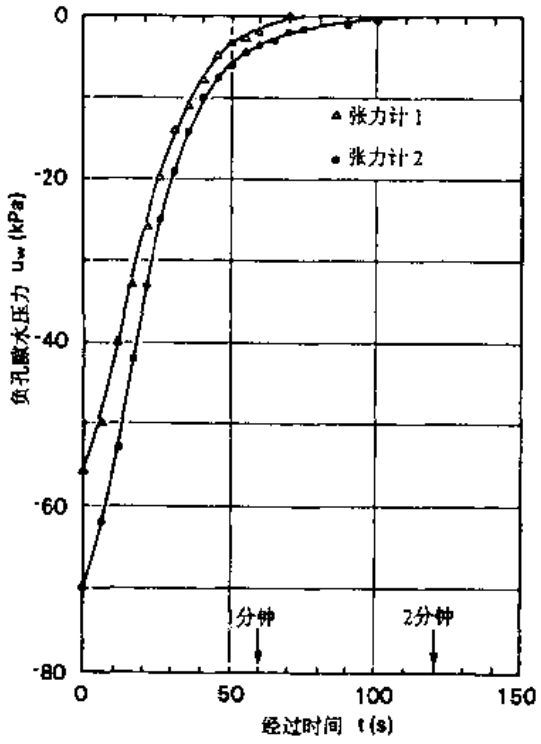


图 4.40　张力计浸泡水中随时间的反应
（引自 Tadepalli，1990）

装置前，陶瓷头必须浸在水中以防止由于蒸发而造成欠饱和。准备好了的张力计可放入野外已钻好的孔中或实验室内的土样（夯实土样）中。为保证土中的孔隙水同张力计管中的水是连续的，陶瓷头和土之间必须良好接触，这点很重要。

张力计装置后的维护

张力计装置后，由于各种原因，张力计内可能出现气泡。随着水压降为负值，溶解于水中的空气可能逸出。土中的空气可能通过陶瓷头中的水进行扩散而从管内溶液中逸出。当水压接近周围气温的蒸气压时，水分子能自由地从液体转变为气体形式（即发生气蚀）。换言之，量测到的绝对压力等于饱和蒸气压 $\bar{u}_{w0}$。

理论上，在张力计中能够产生的最小真空表压力是（－ 101.3 kPa+ $\bar{u}_{w0}$）。然而，实践中张力计能够量测到的最小真空表压力是－ 90 kPa 左右，这是因为接近饱和蒸气压时气泡迅速积聚的缘故。此外，如果土中的基质吸力超过陶瓷头的进气值，土中空气会通过陶瓷头进入张力计。使用进气值大于 100 kPa 的陶瓷头无助于提高张力计的量测范围，因为当压力接近－ 90 kPa 时，管中的水必将出现气蚀现象。应经常地检查张力计，以观察管中是否有气泡出现。这点对量测具有高基质吸力的土特别重要。如果气泡在管中积累，压力表的读数会慢慢地增加到零（即大气压力）。

张力计中的气泡可以用真空泵（图 4.39）按照上述检定张力计同样的步骤进行抽除。气泡抽出后，将蒸馏水注入管中使其重新充满，并将帽子拧紧。然后就让张力计的读数逐渐达到平衡。

喷射注入张力计

喷射注入型张力计如图 4.41 所示。它是常规张力计的改进型。在张力计顶部有一储水器，用以去除气泡。喷射注入的机制与真空泵的作用相类似。紧压顶部的按钮，启动喷射注入作

用，便可使积累的气泡去除。喷射注入作用使储水器中的水注入张力计管中，气泡便向上移动进入储水器。

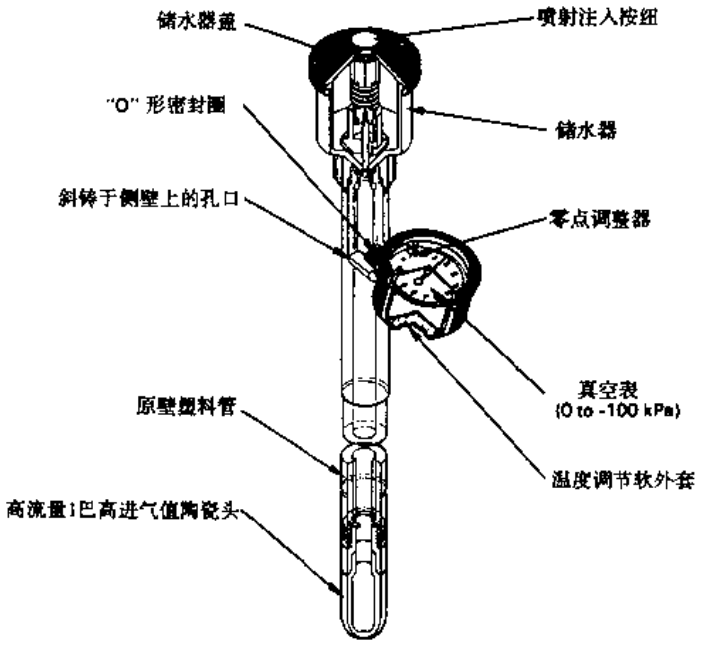


图 4.41 Soilmoisture 仪器公司出品的喷射注入型张力计

小插头张力计

小插头张力计带有同轴软管，如图 4.42 所示。张力计装置前的准备工作同常规张力计相似。开始时，可用真空泵从张力计顶部去除气泡，然后便可通过软管进行冲洗以继续去除气泡。

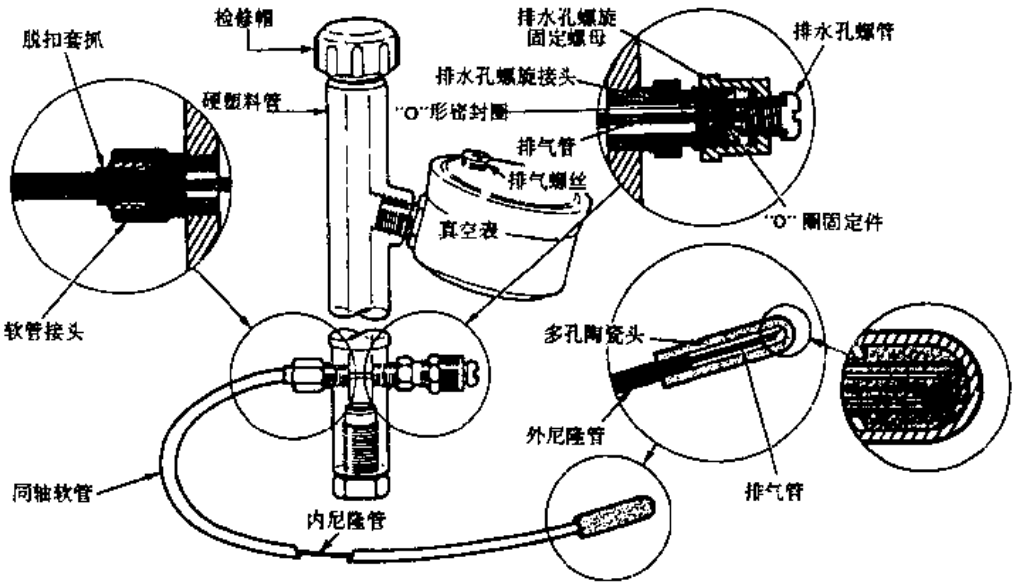


图 4.42 带软管的小插头张力计（引自 Soilmoisture 出品公司）

冲洗时让水从管的顶部进行循环，并拧开排水孔螺旋，使其与大气连通。含有气泡的水将被逼进入尼隆内管并通过打开的排水孔排放到大气中去。这个程序通常要求每天都做一遍。有时候很难获得精确的吸力量测，因为每次检测张力计时，水会从张力计移动到土中去。

进行室内试验时，带有软管的小插头可放入较小的土样中。例如，曾经将小插头张力计装在固结试验土样中量测压实粉土湿陷过程中的基质吸力变化（Tadepalli，1990）。

图4.43表示用小插头张力计量测风化火山灰中的吸力获得的典型曲线。曲线上的基质吸力是以大气压力作为基准点绘的。Sweeney（1982）发现，这种类型的张力计只能保持基质吸力平衡1～2天，然后读数就开始下降。能够保持平衡的时间长短与所测的基质吸力大小有关。

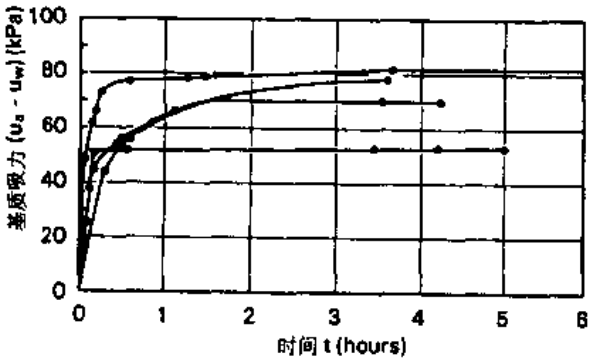


图4.43　小插头张力计在风化火山灰中的典型反应（引自Sweeney，1982）

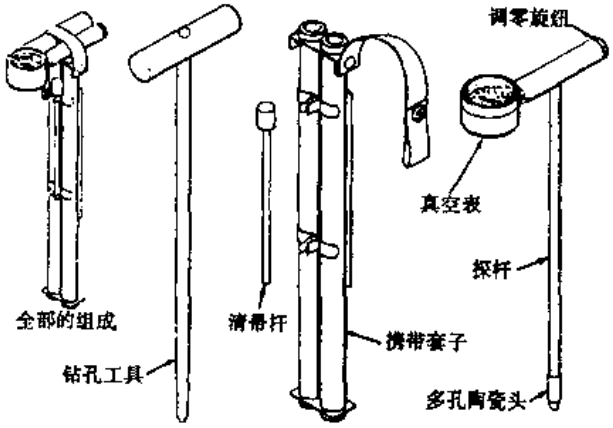


图4.44　快拔型张力计钻孔工具的携带套子（引自Soilmoisture出品公司）

可看出，快拔型张力计的迅速反应。

张力计的野外量测操作

张力计曾在许多岩土工程中用于量测负孔隙水压力。例如，有一开挖边坡，底下是风化花岗岩，上面是5～6 m厚的崩积层(图4.46)。

快拔型张力计

图4.44表示一种快拔型张力计，它带有钻孔工具和携带套子。实践证明，快拔型张力计是很有用的轻便型张力计，能够很快地测定负孔隙水压力。每次量测时，张力计中的水承受张力的时间很短，因此，空气通过陶瓷头的扩散可以减少到最低程度。

只要正确维护，快拔型张力计能够重复测定接近-1大气压的孔隙水压力。不用时，张力计放携带套子里，其中有浸透水的棉花包围陶瓷头，使其保持饱和状态。从图4.45

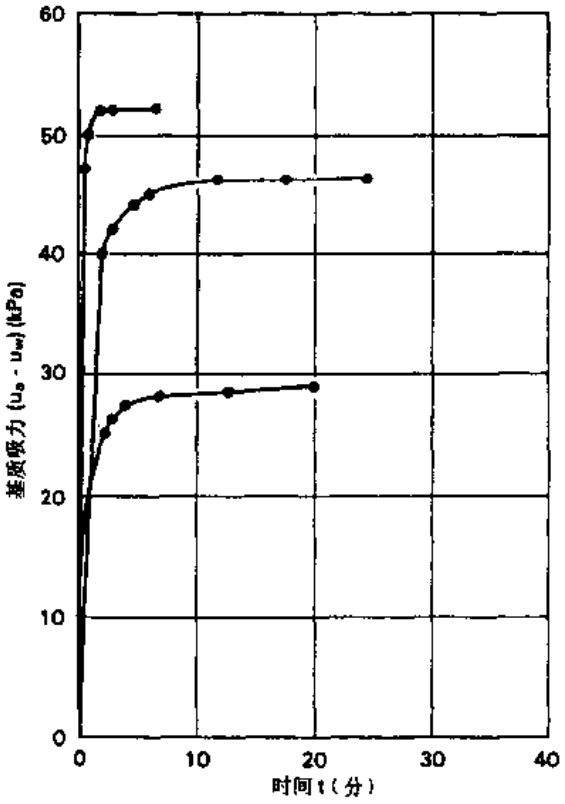


图4.45　快拔型张力计在风化火山岩中的典型曲线（引自Sweeney，1982）

土坡上建立了两个混凝土观察井（即图 4.46 中的观察井 *A* 和 *B* ）。从图 4.47 可看出竖井的构造。每节井圈的侧面上开有四个圆孔。通过圆孔，可将张力计沿竖井不同位置和高度装入周围土中。竖井内不同高程处设有木平台，还有梯子及照明设备，如图 4.47 所示。

沿竖井 *A* 和 *B* 量测到的负孔隙水压力结果分别见图 4.48 和 4.49 。图中所示的是基质吸力和水头沿竖井深度的分布。从图上还可以看出基质吸力随季节的变化情况。靠近地表处变化最大（图 4.48 ）。沿竖井深度的水头是根据高程水头和负孔隙水压力水头相加得出的。水头分布表明，在非饱和区域里，土中水是往下流向地下水位。

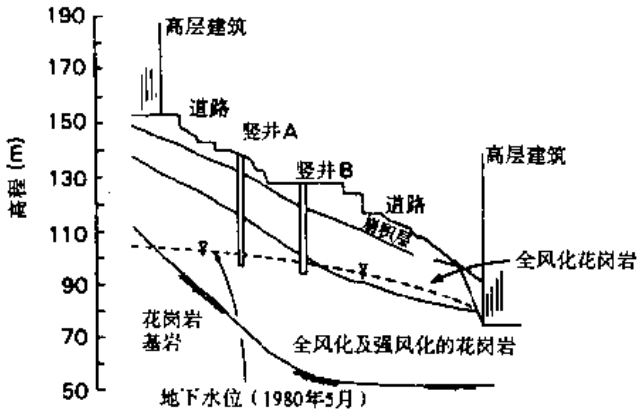


图 4.46 风化花岗岩开挖边坡，用张力计量测负孔隙压力（引自 Sweeney， 1982 ）

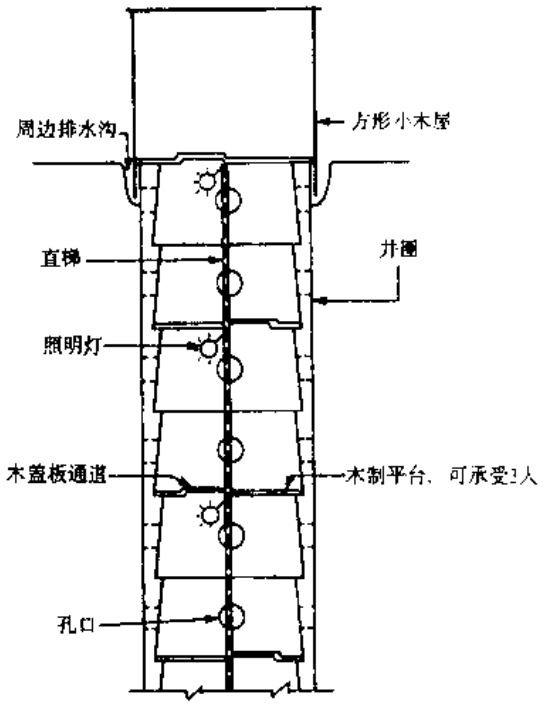


图 4.47 现场装置张力计的观测竖井（引自 Sweeney， 1982 ）

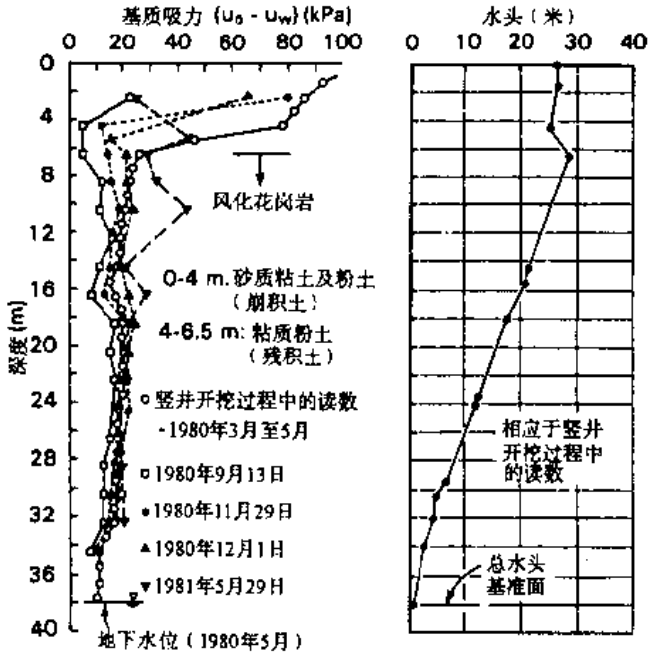


图 4.48 沿竖井 A 开挖断面的基质吸力（引自 Sweeney， 1982 ）

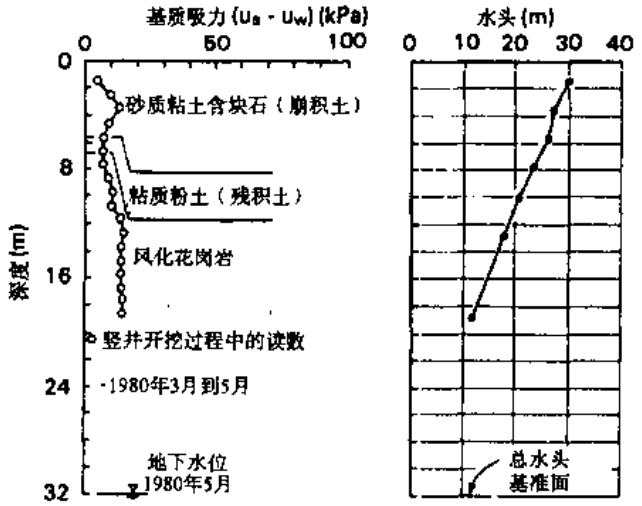


图 4.49　沿竖井 B 的基质吸力剖面图

（引自 Sweeney，1982）

在加拿大西部曾经开挖两个垂直于铁路路堤的探槽，并沿槽壁用快拔型张力计量测了负孔隙水压力。土的组成是非饱和粉土。量测结果用基质吸力等值线表示，如图 4.50 所示。看来，由于受微气候降雨影响，基质吸力随着靠近地面逐渐减小。

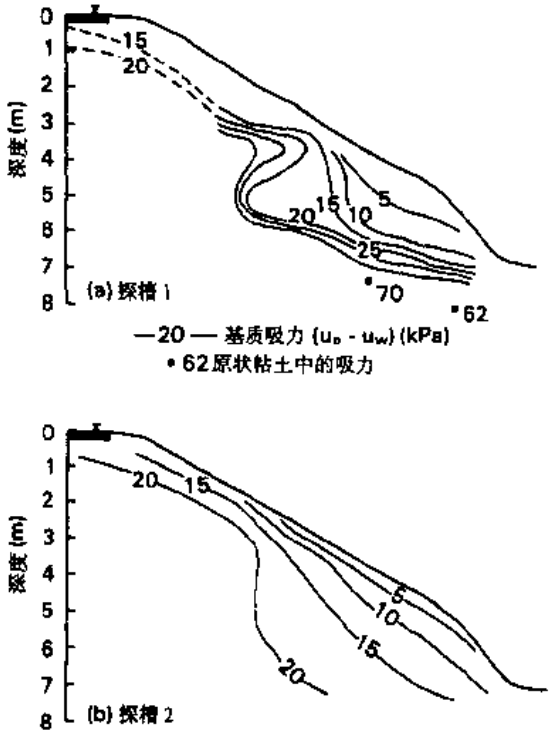


图 4.50　粉土路堤沿探槽侧壁的基质吸力等值线

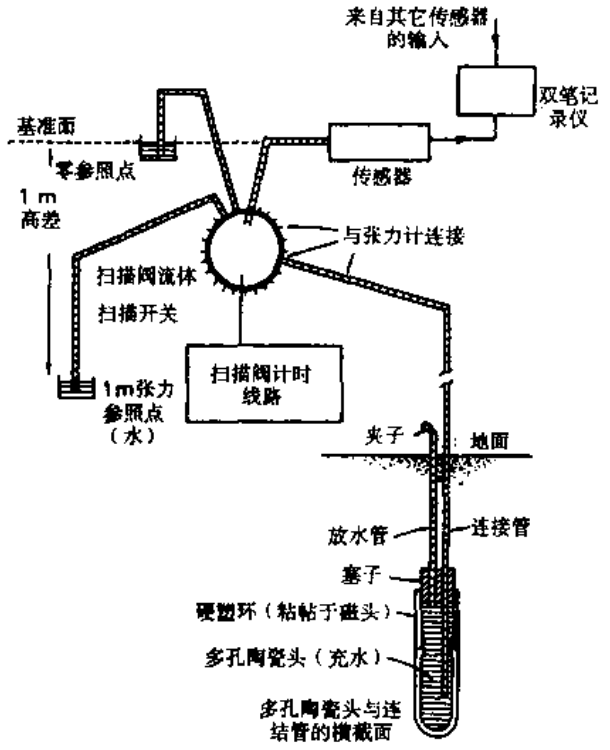


图 4.51　扫描阀张力计系统（引自 Anderson 和 Burt，1977）

曾经采用一种扫描阀张力计系统用于通过一个中心压力传感器记录若干个张力计的读数（图 4.51）。液压扫描阀自动从一个张力计旋转到另一个张力计，使传感器将读数记录下来。

渗透张力计

为克服常规张力计中出现的气蚀现象，曾经使用一种渗透张力计（Peck 和 Rabbidge，1966）渗透张力计中的水溶液通过预加应力具有正的压力表压力。当渗透张力计达到平衡时，非饱和土中的负孔隙水压力使水溶液的正压力减小。用压力传感器量测渗透张力计内的压力减小，也就知道土中的负孔隙水压力。

应用上述概念，可以测定很高的负孔隙水压力而不使张力计溶液进入张力状态。然而，使用渗透压力计的一些主要困难（见后面叙述）使它的应用受到限制（Peck 和 Rabbidge，1969；Bocking 和 Fredlund，1979）。

渗透张力计的形状和组成见图 4.52。它有一个封闭的水室，里面装满 20000 克分子量的聚乙二醇（PEG）水溶液。水溶液从带塞子的侧孔注入密封室内。室顶有压力传感器，用以量测溶液的内部压力。室底装有半渗透膜和 15 巴高进气值的陶瓷板。

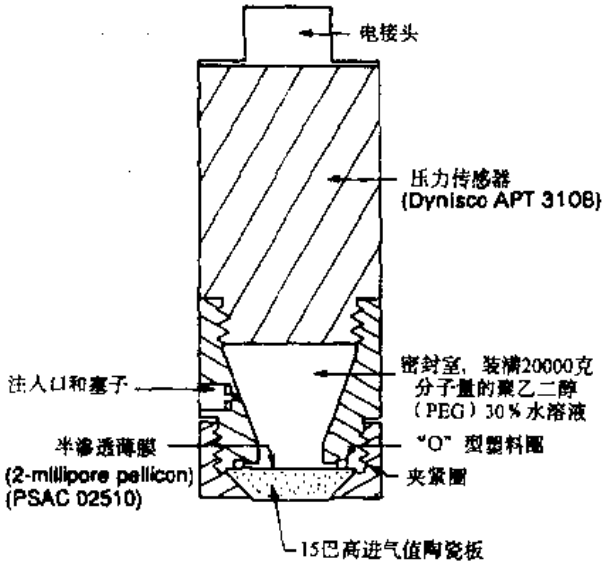


图 4.52 Saskatchewan 大学研制的渗透张力计
（引自 Bocking 和 Fredlund，1979）

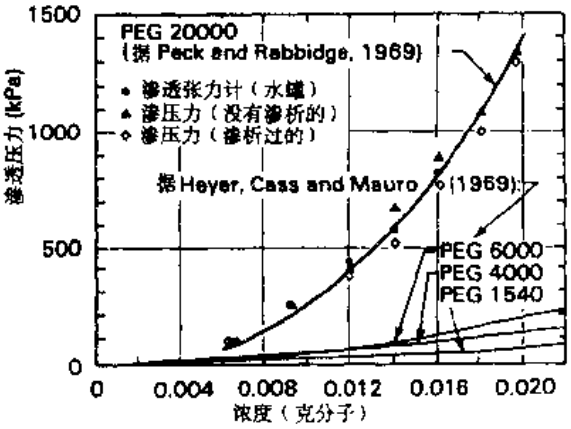


图 4.53 聚乙二醇溶液的渗透压力
（引自 Bocking 和 Fredlund，1979）

室内的溶液初始压力是靠渗透作用产生的。此室内压力可达很高数值，约 1400 ～ 2000 kPa。它成为渗透张力计的基准压力。相当于张力计在标准温度 20°C 和零压力表压力情况下浸没水中达到平衡时的压力。因此，渗透作用是靠渗透张力计浸没水中而引发的。

由于半渗透膜两边的溶液浓度存在很大差别，水向室内流动，但溶液中的溶质分子无法通过半渗透膜。水流入封闭室内，造成溶液压力增大，由压力传感器记录下来。随着室内压力的增大，水流将逐渐终止。溶液的内部压力和半渗透膜外边的渗透吸力最终达到平衡。平衡状态下的基准压力是溶液浓度（克分子量）的函数，如图 4.53 所示（PEG 溶液）。

现在可将渗透张力计同具有负孔隙水压力的非饱和土接触。平衡过程中，将有少量水通过半渗透膜从室内流出。溶液压力的减小值等于土中的负孔隙水压力值。溶液压力的减小值

由压力传感器量出。由于室内的正压力很高，而且有高进气值陶瓷板，空气不可能进入室内。

使用渗透张力计的第一个主要困难是，基准压力随时间有变化。从图 4.54 可看出，两个渗透张力计在 20°C 情况下与蒸馏水保持平衡的基准压力在 260 天内逐步减小的情况。基准压力随时间的减小可能是多种原因造成的（ Peck 和 Rabbidge， 1969 ）。可能性最大的原因是室内的溶质穿过半渗透膜有微量的外漏。此外，薄膜可能随时间有物理变化（ Bocking 和 Fredlund， 1979 ）。

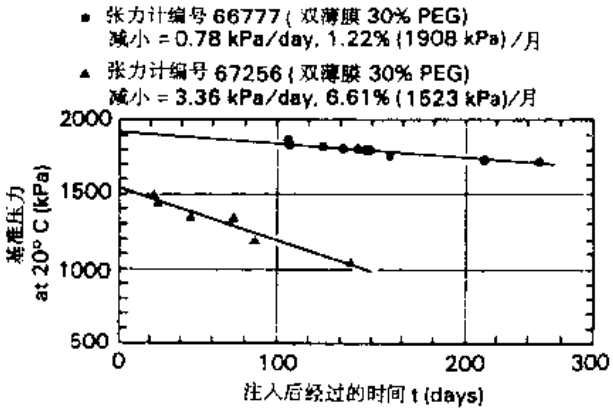


图 4.54　两个渗透张力计的基准压力随时间的减小

使用渗透张力计的第一个主要困难是，室内基准压力随周围大气温度的变化而变化。图 4.55 表示两个渗透张力计的基准压力随着温度增加而减小。图 4.55 中表示的压力已经是将压力随时间减小的因素（图 4.54 ）加以考虑作了修正的。温度对基准压力的影响使负孔隙水压力的测定极为困难，除非在温控环境里。但即使在温控条件下，仍有基准压力随时间减小的问题。到目前为止，尚未找到解决这些问题的办法。

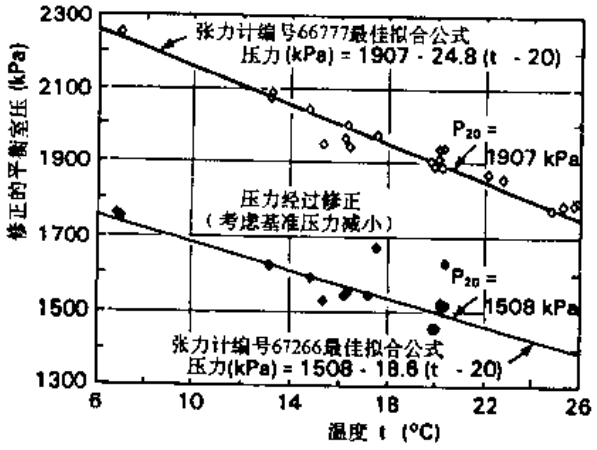


图 4.55　两个渗透压力计的基准压力随温度增加而减小（引自 Bocking 和 Fredlund， 1979 ）

轴平移技术

可以应用轴平移技术量测负孔隙水压力。量测可在原状土样或压实土样上进行.这个技术最初是由 Hilf （ 1956 ）提出的，如图 4.56 所示。

将非饱和土土样放入封闭压力室内。负孔隙水压力用饱和的高进气值陶瓷针头量测。针头与零型压力量测系统连接，连结管中充满蒸馏水，并装有水银塞（即零指示器）。针头一插入土中，管内的水便趋向进入张力状态，压力表上开始出现负压。这时候，增加压力室内的气压，在遏制量测系统中的水进一步进入张拉状态的趋势。当水银塞（即零指示器）保持不动，也就表明已经达到平衡。室内的空气压力与平衡时测得的负孔隙水压力的差值即土的

基质吸力（$u_a - u_w$）。

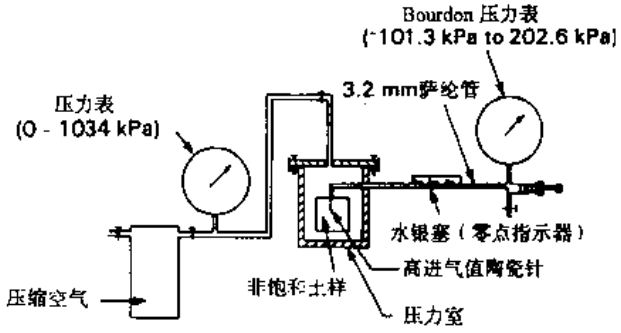


图 4.56 量测负孔隙水压力的最初零位型轴平移装置（引自 Hilf，1956）

空气压力为大气压力时（即 $u_a = 0$），基质吸力在数值上等于负孔隙水压力。轴平移技术也就是简单地将孔隙水压力的基准从标准大气压平移到压力室的最终压力（Hilf，1956）。结果，量测系统中的水压力不会出现很高负值，从而避免了气蚀问题。

Hilf（1956）证明了孔隙水压力的增加值等于压力室内空气压力的增加值。也就是说，在不同空气压力下测得的基质吸力都是一样的。在基质吸力量测过程中保持没有水的流动，这是轴平移技术的基础条件。

其他研究者也采用了轴平移技术。Olson 和 Langfelder（1965）采用了改制的压力板仪，如图 4.57 所示。操作步骤如下：将土样放在压力室内饱和的高进气值陶瓷板上面。板的进气值必须大于所要量测的基质吸力。将 1 公斤重的压块放在土样上面以保证土样与高进气值陶瓷板之间有良好接触。放置土样及装好压力室外罩等全部工作应尽快在 30 秒内完成。

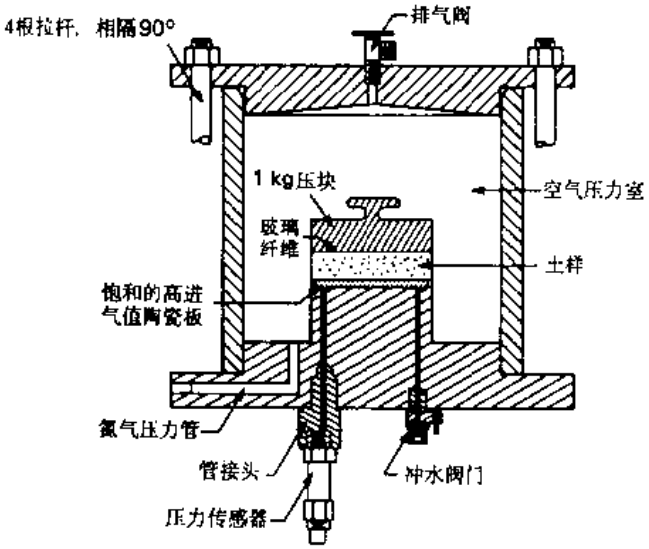


图 4.57 用轴平移技术量测负孔隙水压力的压力板仪（引自 Olson 和 Langfelder，1965）

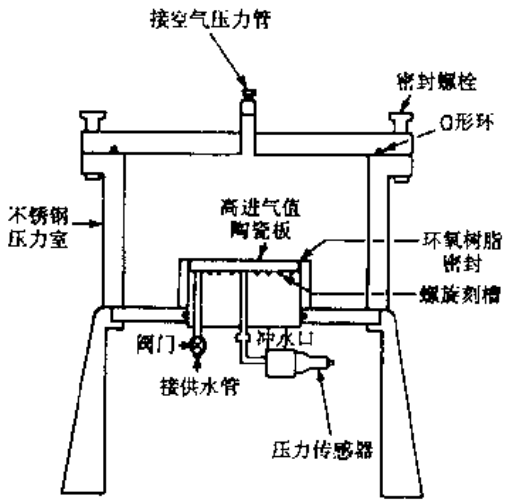


图 4.58 利用轴平移技术量测负孔隙水压力的压力板仪（Saskatchewan 大学设计）

增加压力室内的空气压力，使高进气值陶瓷板下面的水压尽可能保持接近零值。连接水舱的压力传感器可当作零指示器使用。

Saskatchwan 大学在一些研究中使用了相似的压力板仪，如图 4.58 所示。重要的是，仪

器应有赶走气泡的冲水系统，使传感器上面的水舱能够充满水。

从图4.59中所示的压力值可以看出，使用这种仪器能够测出多高的负孔隙水压力。如土样放在饱和的高进气值陶瓷板上时，则具有的初始孔隙水压力为－250 kPa。土样将立即趋向于从陶瓷板下面吸水上来，使压力传感器开始显示负值。这时，必须马上将仪器的盖子装上，并增大压力室中的气压，使陶瓷板下面的水不再有向上移动的趋势。到达平衡时，室内气压可能是255 kPa，而水舱内压力为5 kPa。因此，土的基质吸力为250 kPa。

采用轴平移技术量测基质吸力的典型时间反应曲线如图4.60和4.61所示（Widger，1976；Filson，1980）。反应曲线通常呈“S”型，比较快就达到平衡。表明压力反应与时间的关系是高进气值陶瓷板及土的透水特性的函数。图4.60和4.61所示的是高塑性粘土（即Regina粘土）的基质吸力量测结果。

图4.62和4.63分别为Regina粘土和冰碛土压实土样的含水量与基质吸力关系曲线。基质吸力是用轴平移技术量测的。这些相当一致的数据是若干个研究者得出的，说明这种技术是可靠的。

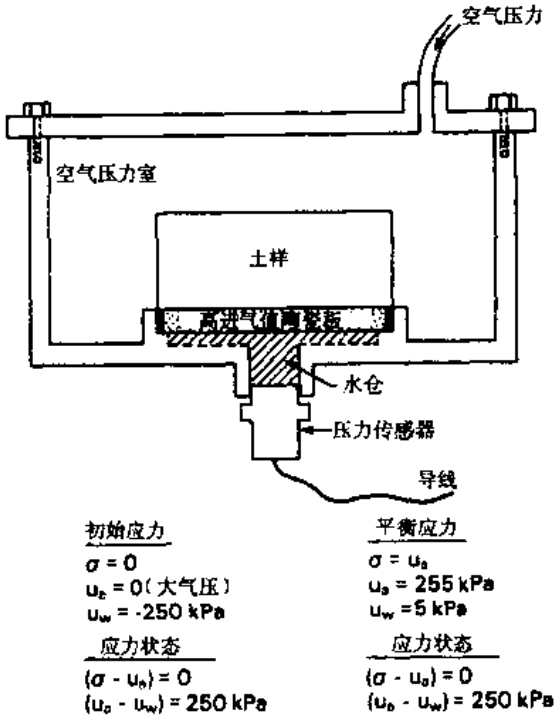


图4.59　用零型压力板仪测定基质吸力过程中的压力变化示意图（引自Fredlund，1989）

Olson和Langfelder（1965）以及Mou和Chu（1981）获得若干种压实土类似的含水量与基质吸力的相互关系曲线，见图4.64和4.65。再次证明了含水量减小与基质吸力增加之间存在着明显的关系。不过，静力压实土样和搓揉压实土样的含水量与基质吸力关系有差别。看来，这是由于不同压实方法得出的土的结构不同所致（Mou和Chu，1981）。

一般讲，零型轴平移技术在试验室内能够相当精确地测出负孔隙水压力。最大进气值高达1500 kPa的高进气值陶瓷板能在市面上购买到（表4.6）。轴平移技术的理论研究表明，这种技术最适用于具有连续气相的土（Bocking和Fredlund，1980）。如果土样中存在气泡，测得的基质吸力值会偏高。此外，通过高进气值陶瓷板的空气扩散，会使测得的基质吸力值偏低。

4.4.3　间接量测

可以利用标准多孔材料制作传感器间接量测土的基质吸力。曾经测定许多种多孔材料（包括尼隆、纤维玻璃、石膏、粘土陶瓷、熔结玻璃和金属）的土-水特征关系，以选择最适宜的材料来制作传感器。

将多孔材料传感器放土中，使其同土中的基质吸力达到平衡。这时候，多孔材料中的基质吸力等于土中的基质吸力。多孔材料中的基质吸力可以从多孔材料的含水量推知。多孔材料的含水量可以通过量测其导电或导热特性来加以确定。导电或导热特性是含水量的函数，可预先率定。率定时，量测多孔材料传感器在不同基质吸力条件下的导电或导热特性。这样，

根据多孔材料传感器同土中基质吸力到达平衡时测得的导电或导热特性，便可从率定曲线求得土中的基质吸力。

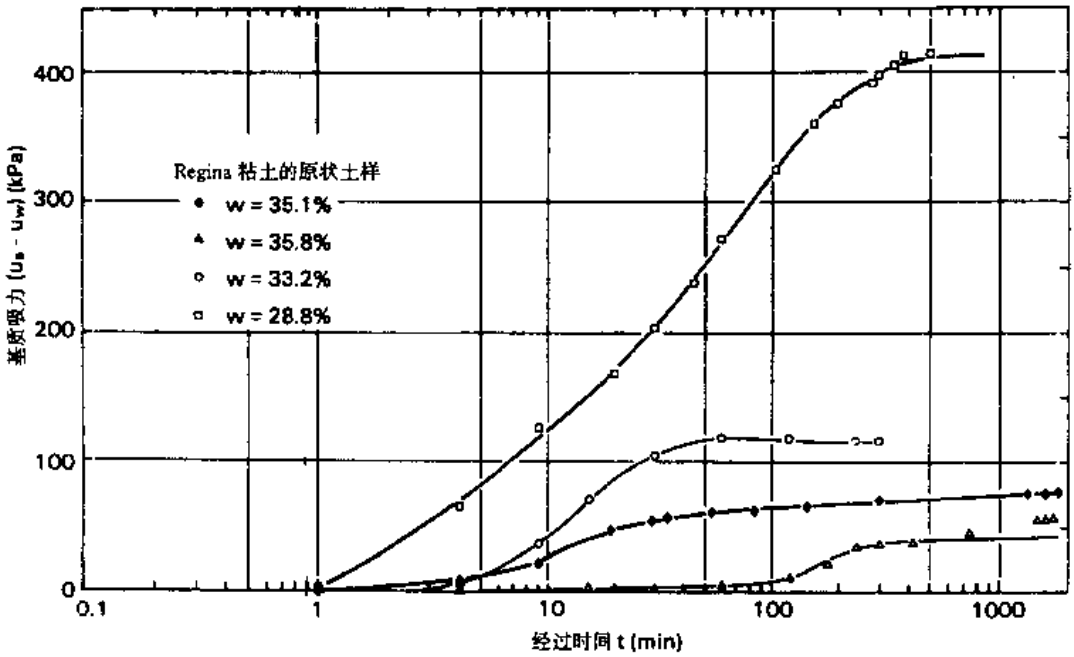


图 4.60 利用轴平移技术量测 Regina 粘土基质吸力的反应与时间关系
（引自 Widger， 1976 ）

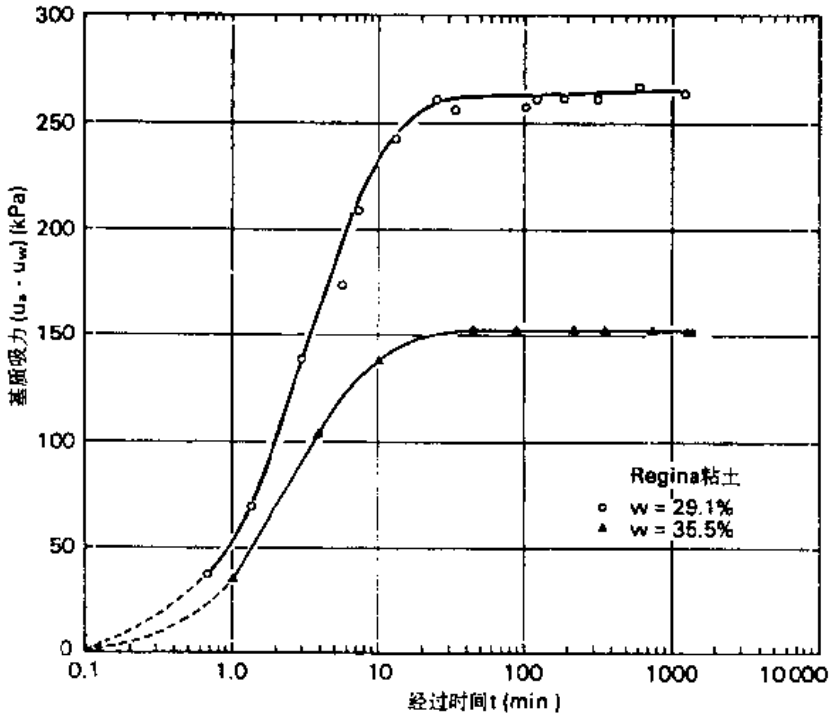


图 4.61 利用轴平移技术量测 Regina 粘土基质吸力的反应与时间关系
（引自 Filson， 1980 ）

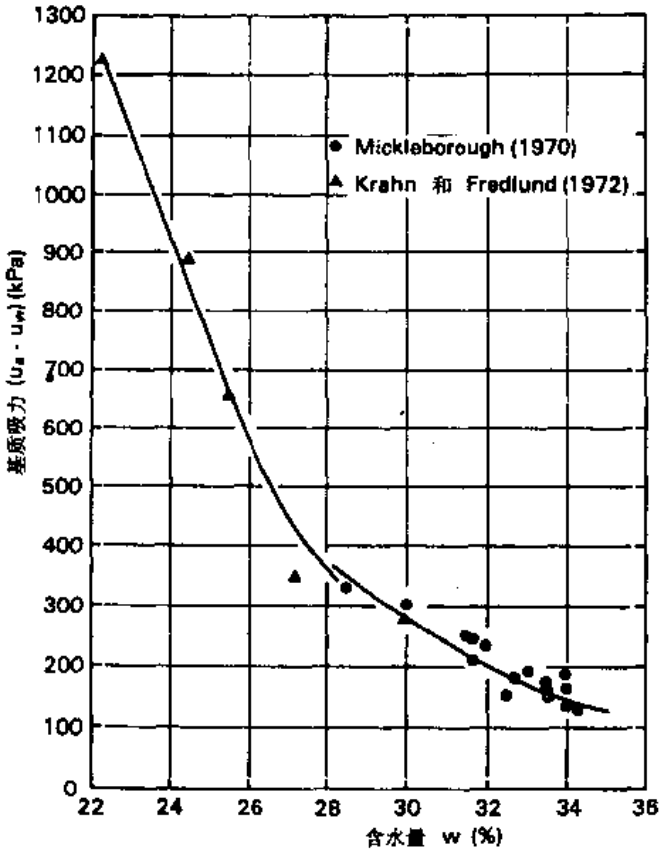


图 4.62　压实 Regina 粘土试样的含水量与吸力关系

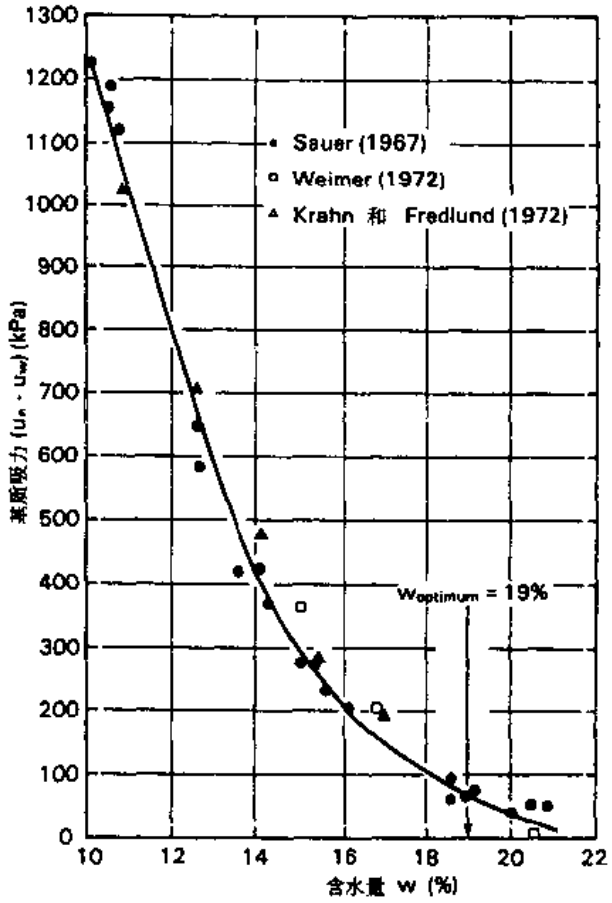


图 4.63　压实冰碛土试样的含水量与基质吸力关系

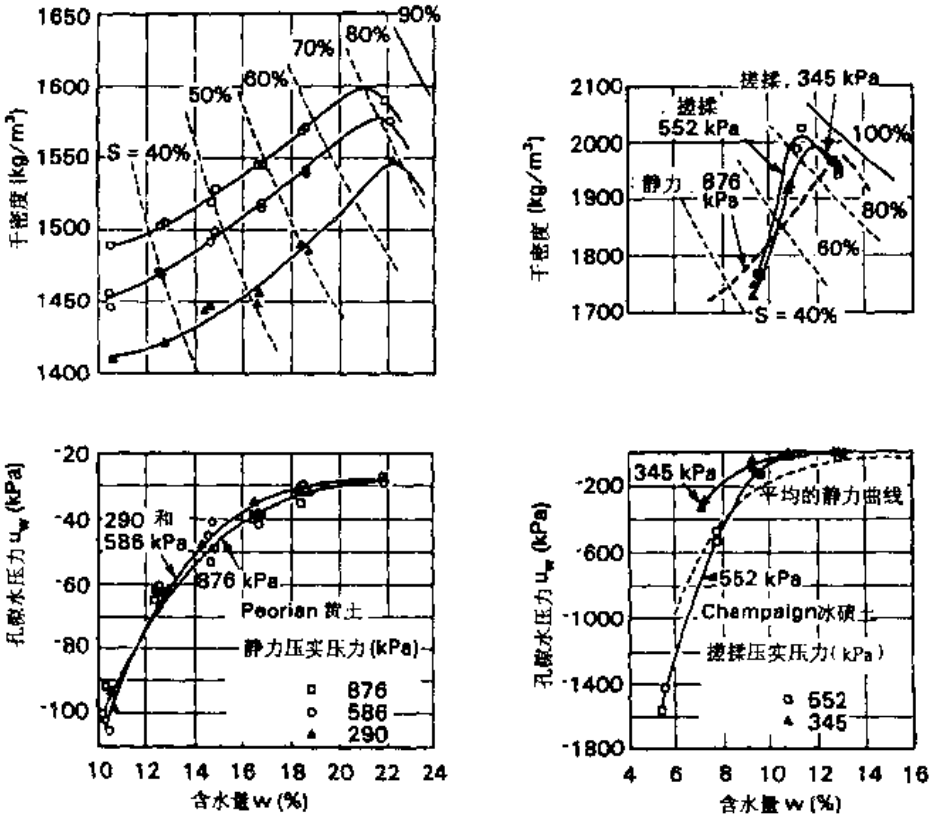


图 4.64 用轴平移技术在夯实土样中量测负孔隙水压力
（引自 Olson 和 Langfelder， 1965）

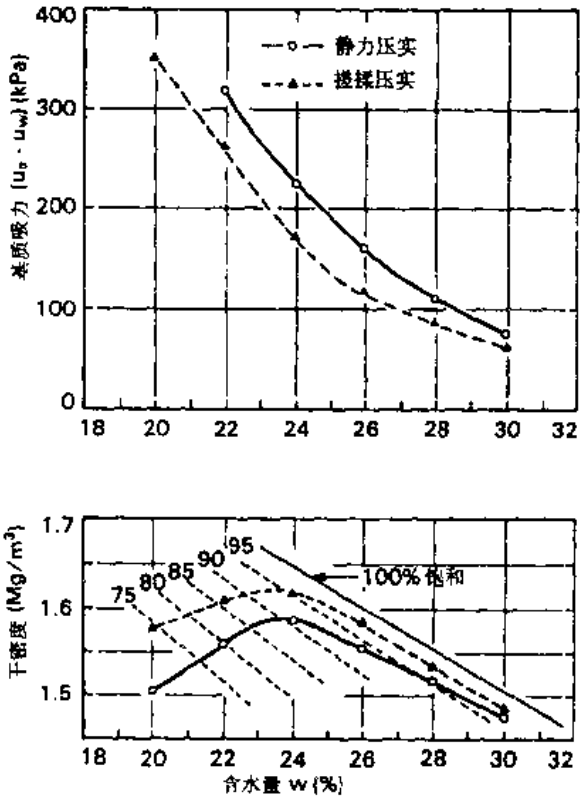


图 4.65 Texas 膨胀土的夯实曲线和相应的含水量与基质吸力的关系（引自 Mou 和 Chu， 1981）

以多孔材料导电特性为依据的间接量测法易受孔隙中的溶解盐影响（Richards，1974），而以多孔材料导热特性为依据的间接量测法则不大受孔隙水中的溶解盐或大气温度变化的影响。因此，热传导法是间接量测基质吸力最有希望的一种方法（Richards，1974）。下面介绍热传导传感器的工作原理及其应用。

热传导传感器

土的导热特性同土中含水量直接相关。水的导热性能比空气好。土的热传导随含水量的增加而增加，对于含水量变化与饱和度变化紧密相联系的情况尤其如此。

Shaw 和 Baver（1939）开发了一种由温度传感器和加热器组成的装置，可直接放入土中测定热传导。结果表明，盐的存在对土中的热传导没有明显影响。然而，为了确定土中含水量与热传导的关系，不同的土需要用不同的率定曲线。Johnston（1942）建议将上述装置封闭在已知率定曲线的多孔介质内，让多孔介质同所要量测的土达到平衡。Johnston（1942）用石膏作为封闭介质。

1955 年，L. A. Richards 申请得到一种电热元件的专利（美国专利号 2718141），用于在多孔介质中测定水份。这种元件由测温电阻组成，外面缠一加热线圈。将此电热元件装在多孔探头里面，并用陶瓷水泥加以密封。Richards 建议采用砂性粉土作为多孔介质，并提出多孔探头的进气值应不小于 10 kPa.

Bloodworth 和 Page（1957）研究了三种可用于制作热传导传感器探头的多孔材料，即石膏、焙烧粘土或陶瓷和 Castone（市场上可买到的牙科用石粉）。结果认为 Castone 是制作多孔探头的最好材料。

Phene 等（1971）开发了用锗 p-n 二极管作为测温元件的热传导传感器。元件上包裹 40 号特氟隆涂膜的铜线作为加热线圈。整个装置埋置于多孔探头内。多孔探头的最佳尺寸由理论计算确定。探头必须足够大，能够容纳热脉冲而不受周围土体的干扰。此外，热传导与热扩散的比值越高，含水量量测的精度会越高。还有，孔的大小分布也是很重要的。

Phene 等（1971）对石膏、陶瓷和陶瓷-Castone 混合物作为多孔探头材料的性能进行了研究，结果发现陶瓷探头呈现线性反应并且比较坚固。

70 年代中期，美国 Moisture Control System Inc. 生产了 MCS 6000 热传导传感器。传感器是按照 Phene 等（1971）的设计和制作程序制造的。生产出来的传感器做两点率定。假设率定曲线从零吸力到 300 kPa 吸力是线性关系，而 300 kPa 以上则按经验外延。300 kPa 以上这段率定曲线实际上变为高度非线性，并且不准确。

MCS 6000 传感器已在试验室和野外用于量测基质吸力（Picornell 等，1983；Lee 和 Fredlund，1984）。传感器对温度变化和盐浓度变化不敏感，因此适用于野外量测。在 0～300 kPa 范围内，量测的基质吸力相对比较精确。Curtis 和 Johnston（1987）在地下水回灌研究中使用了 MCS 6000 传感器，结果表明传感器具有很好的反应及灵敏度。量测结果与测压管数据以及中子探测器数据基本符合。然而，Moristure Control System Inc. 从 1980 年初不再继续生产这个产品，市场上也就买不到 MCS 6000 传感器了。

美国加州 Agwatronics 公司从 1981 年起生产 AGWA 热传导传感器。传感器按照 Phene 等人的研究（1971）做了设计修改。由于 AGWA 传感器有些问题，它已于 1984 年为 AGWA-II 传感器所代替。

加拿大 Saskalchewan 大学对 AGWA-II 传感器进行了全面的率定研究（Wong 等，1989；

Fredlund 和 Wong， 1989 ）。发现 AGWA-Ⅱ传感器的使用仍有一些问题，如电子元件和多孔陶瓷探头随时间的变质。 AGWA-Ⅱ传感器已在若干研究课题中用于室内和野外测定土的基质吸力（ van der Raadt 等， 1987； Sattler 和 Fredlund， 1989； Rahardjo 等， 1989 ）。

工作原理

热传导传感器装有微型加热器和温感元件的多孔陶瓷探头组成（图 4.66 ）。多孔陶瓷探头的热传导随陶瓷探头的含水量而变化。多孔陶瓷探头的含水量取决于周围土体施加给探头的基质吸力。因此，可以预先率定多孔陶瓷探头的热传导与施加的基质吸力的关系。这样，率定过的传感器便可用于量测基质吸力。将传感器放置土中，使其与土中孔隙水的应力状态（即：土中的基质吸力）达到平衡。根据达到平衡时测得的热传导便可知道土中的基质吸力。

热传导量测是量测多孔陶瓷探头内的热扩散。位于陶瓷探头中心部位的加热器发出一定的热量。此热量的一部分将扩散到探头的各个部位。扩散的热量多少与陶瓷探头内的水份多少有关。换言之，传感器的热传导变化与陶瓷探头内的含水量变化直接有关。陶瓷探头的含水量愈高，热扩散也就愈多。

未扩散的热量将使陶瓷探头中心部位的温度上升。经过一定时间（若干秒）后的温度上升由温敏元件测定，其大小与陶瓷探头的含水量成反比。温升由电压输出反映。

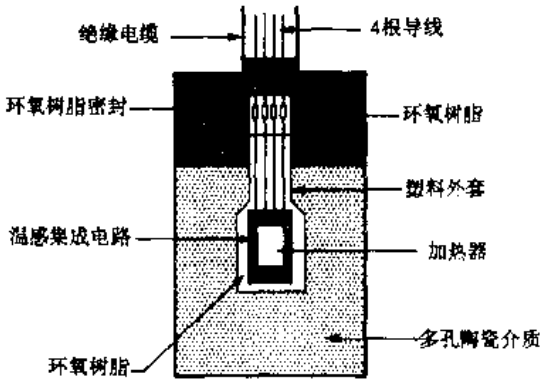


图 4.66 AGWA-Ⅱ热传导传感器的断面图（引自 Phene 等， 1971 ）

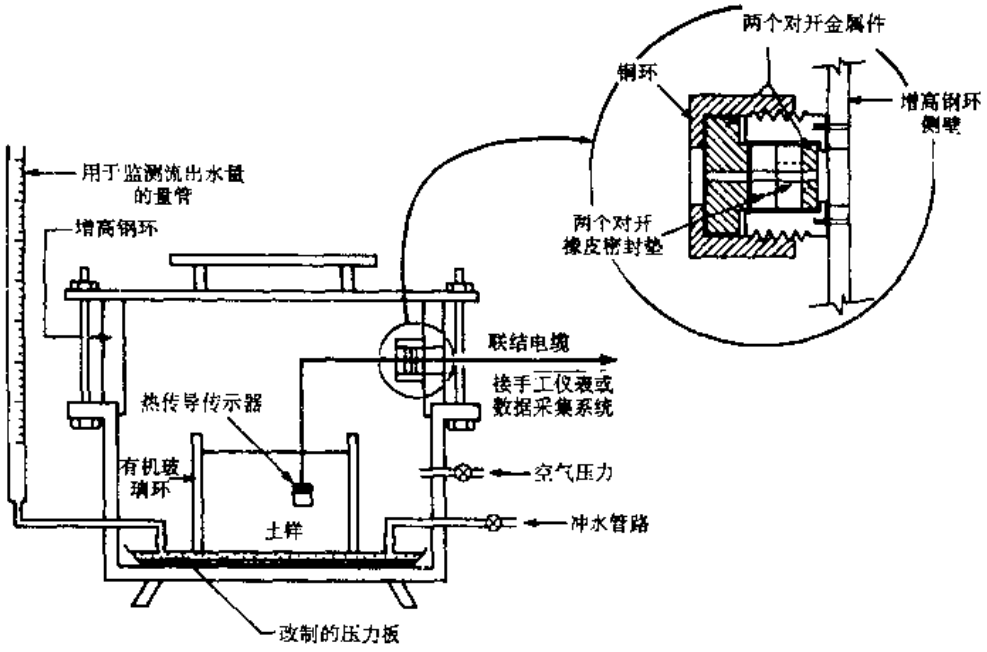


图 4.67 热传导传感器的压力板率定装置（引自 Fredlund 和 Wong， 1989 ）

传感器的率定

AGWA-Ⅱ传感器出厂前通常先做两点率定。第一点率定读数是将传感器放置水中（即基质吸力为零）。第二点率定读数是在大约 1 个大气压的吸力条件下。上述率定结果对某些应用已经足够，但用于岩土工程时最好做较全面的率定（ Fredlund 和 Wong， 1989 ）。

热传导传感器较全面的率定方法是，将传感器放入土中施加不同吸力，量测相应的电压输出变化。电压输出反映多孔陶瓷探头在所加吸力状态下的热传导（或含水量）。可将传感器放在改装的压力板仪中施加不同压力（ Wong 等， 1989； Fredlund 和 Wong， 1989 ）。

将传感器埋入放置于压力板上面的土样中（图 4.67 ）。土样使多孔陶瓷探头中的水份同高进气值压力板中的水份连接起来。此外，用于率定的土必须能够在低吸力（亦即低进气值）时改变其含水量，如图 4.68 所示。增加压力板仪中的气压，但维持压力板下面的水压为大气压不变，便可在土中产生基质吸力。

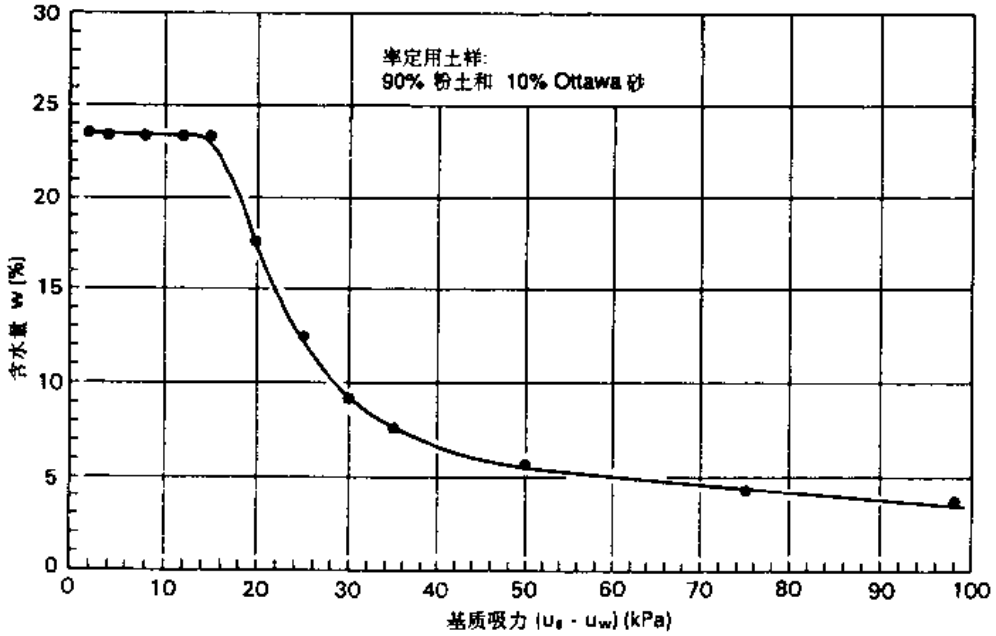


图 4.68　率定用土样的土-水特征曲线（引自 Fredlund 和 Wong， 1989 ）

定时测读传感器的电压输出变化，一直到探头中的吸力稳定（与土中平衡）为止。施加不同吸力，重复上述步骤，以获得率定曲线。在压力板上可同时率定若干个传感器。率定期间，整个压力板仪必须放在温控大箱中。

图 4.69 是 AGWA-Ⅱ传感器在率定过程中施加不同气压得出的典型反应曲线。从曲线可以看出，施加的吸力愈大，达到平衡所需的时间愈长。用图 4.68 所示的土，相应于 150 kPa 以下的基质吸力，传感器达到平衡所需时间为 50 小时左右。达到平衡所需时间还受土样的厚度及其透水性影响。此外，高进气值压力板的厚度及其透水性也有影响。

加拿大 Saskatchewan 大学率定并使用过 100 个以上 AGWA-Ⅱ传感器。典型的 AGWA-Ⅱ传感器非线性率定曲线如图 4.70 所示。传感器的非线性反应可能跟多孔陶瓷探头的孔隙大小分布有关。 MCS 6000 传感器的率定曲线也有类似非线性现象。

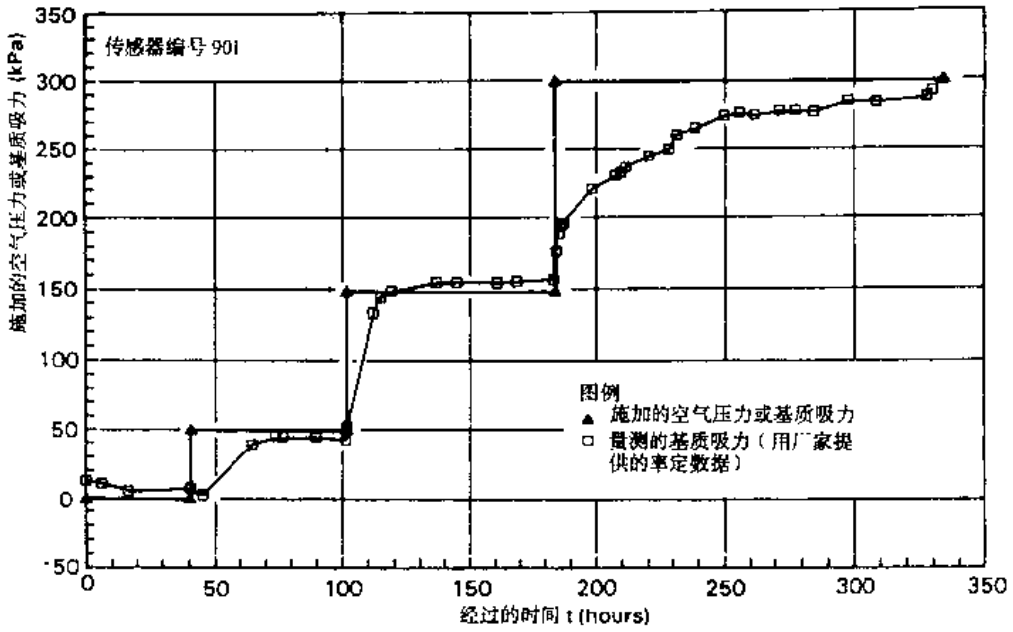


图 4.69 热传导传感器（AGWA-Ⅱ型）对施加的空气压力（或基质吸力）变化的反应曲线

AGWA-Ⅱ传感器的非线性率定曲线可用折线（两段直线）近似，如图 4.70 所示。折点通常在 175 kPa 左右。用 AGWA-Ⅱ传感器量测基质吸力可以获得比较准确的数据，尤其在 0～175 kPa 范围。大于 175 kPa 的基质吸力相当于率定曲线较陡的一段，这段对热传导变化的反应灵敏度相对低些。

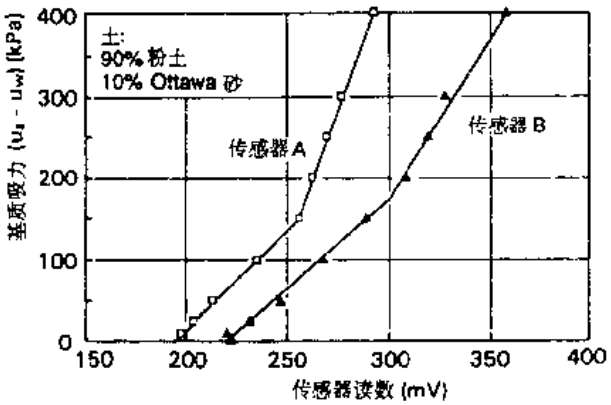


图 4.70 两个 AGWA-Ⅱ型传导传感器的率定曲线

AGWA-Ⅱ传感器的输出读数比较稳定，不随时间变化，而且前后一致，重复性好（Fredlund 和 Wong，1989）。传感器对土样浸湿过程和干燥过程均可使用。但使用过程中也遇到过失败，尤其是施加的水压为正值的情况。失败估计是由于埋设在多孔陶瓷探头里的电子元件碰到水份的缘故（Wong 等，1989）。此外，不断遇到陶瓷探头太脆弱的问题，使用时必须十分小心。即使如此，率定及埋设过程中总有一些探头破损或出现裂缝。

典型的基质吸力量测成果

曾经对若干种土应用 MCS 6000 或 AGWA-Ⅱ热传导传感器进行室内野外基质吸力量测。土的种类从高塑性粘土到无粘性砂土都有。传感器埋在初始为干的，或为湿的土中。下面先介绍 MCS 6000 传感器的量测成果，然而再介绍 AGWA —Ⅱ的量测成果。

MCS 6000 传感器

Lee（1983）研究了 MCS 6000 热传导传感器的性能。图 4.71 和 4.72 表示用 MCS 6000

传感器对冰碛土进行室内及野外基质吸力量测的结果。室内量测是用压实土样进行的。图 4.71 表明，在同一含水量下，初始湿的传感器测得的基质吸力比初始干的传感器低。

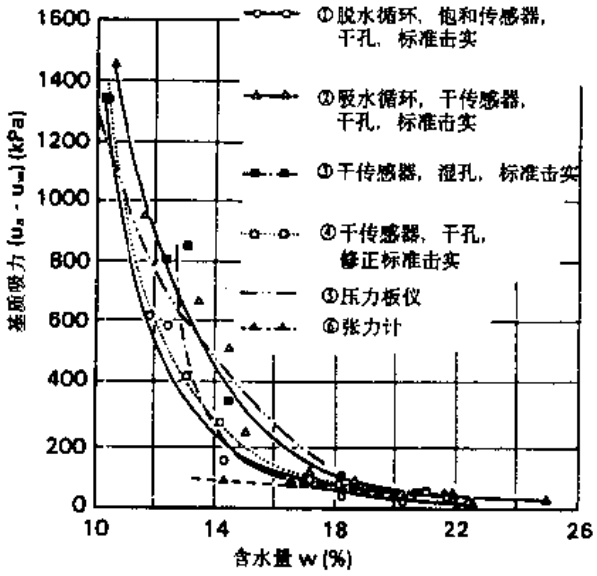


图 4.71　用 MCS 6000 热传导传感器在室内量测冰碛土的基质吸力

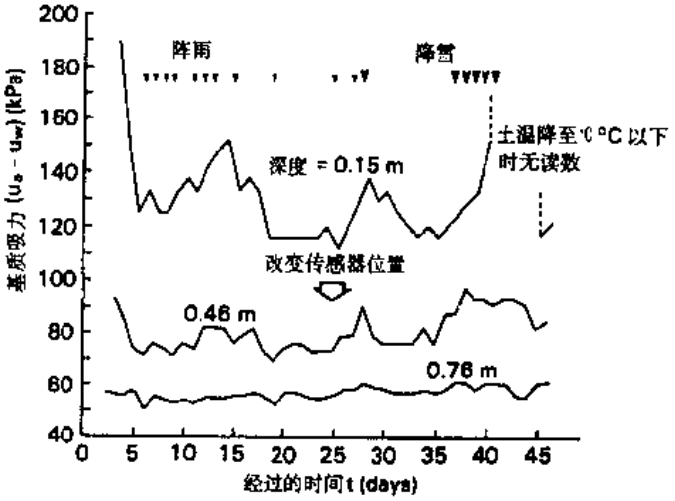


图 4.72　用 MCS 6000 热传导传感器在野外量测冰碛土的基质吸力

图 4.73 所示的是 MCS 传感器在冰碛土和 Regina 粘土中达到平衡所需时间。初始湿的传感器比初始干的传感器需要较长时间才能达到平衡。前者为 413 小时（最大值），后者为 83 小时。两种土的情况相同。

造成热传导传感器量测基质吸力不准确的可能原因有：多孔陶瓷探头同土未接触好，安装时气泡未除干净（ Nagpal 和 Boersma， 1973 ），以及温度效应和滞回效应等。多孔探头同土接触不良会使吸力读数偏高（ Richard， 1974 ）。 MCS 6000 传感器读数在 Regina 粘土中的温度效应如图 4.74 所示。

AGWA-II传感器

在室内使用 AGWA-II传感器对 Sceptre 和 Regina 高塑性粘土量测基质吸力的结果如图 4.75 、 4.76 和 4.77 所示。土样是用薄壁取土器从现场取回的原状土样。此外，对巴西一种粉土的压实土样也做过基质吸力量测（图 4.78 ）。可以看出，传感器到达平衡所需时间在土样含水量较低时（图 4.78 ）要比土样含水量较高情况（图 4.75 、 4.76 、 4.77 ）长得多。其原因在于非饱和土的渗透系数随含水量的减小而减小。

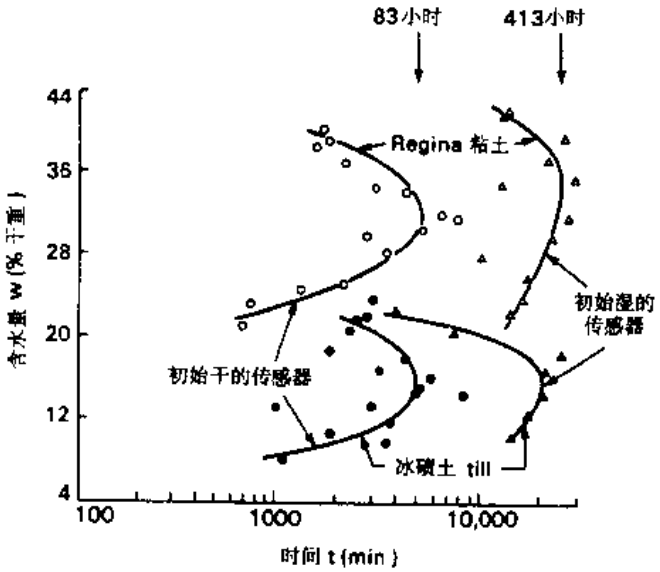


图 4.73 MCS 6000 传感器在冰碛土和 Regina 粘土不同含水量夯实土样中达到平衡所需时间

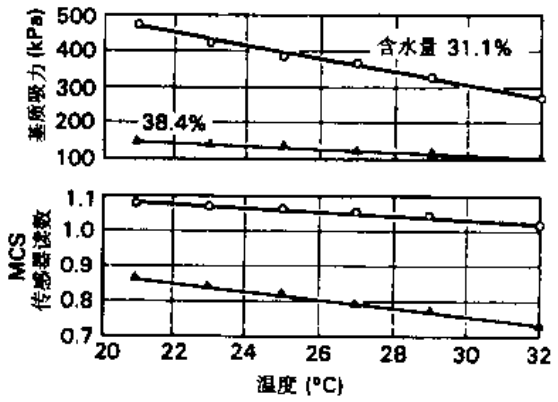


图 4.74 Regina 粘土中 MSC 6000 传感器读数的湿度效应

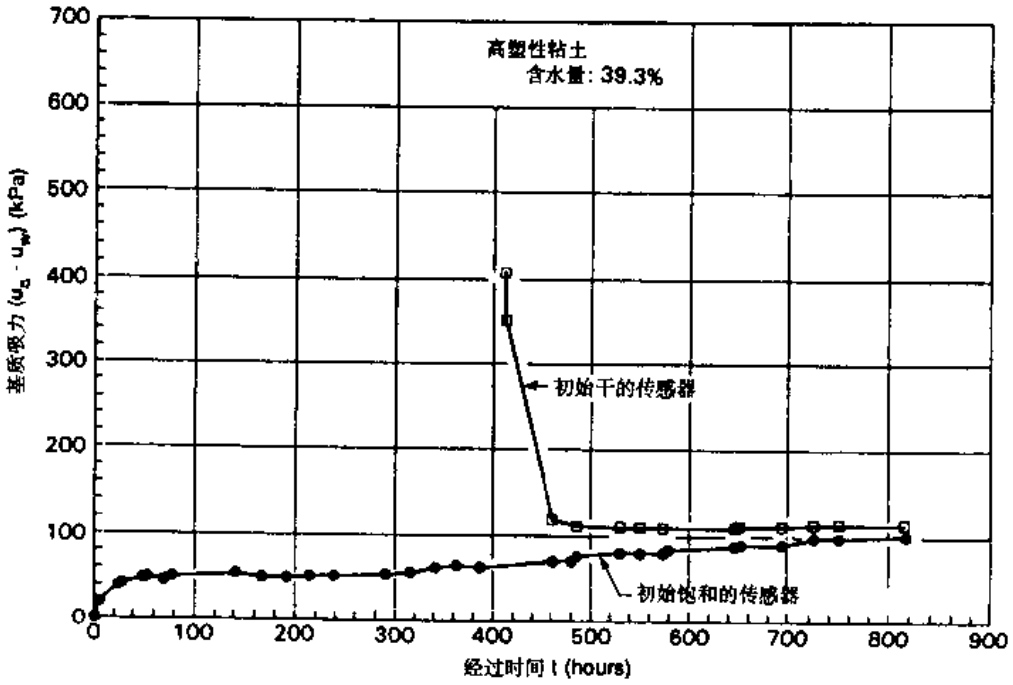


图 4.75 引自加拿大 Sask., Sceptre 高塑性粘土 $W = 39.3\ \%$ 的基质吸力室内量测结果

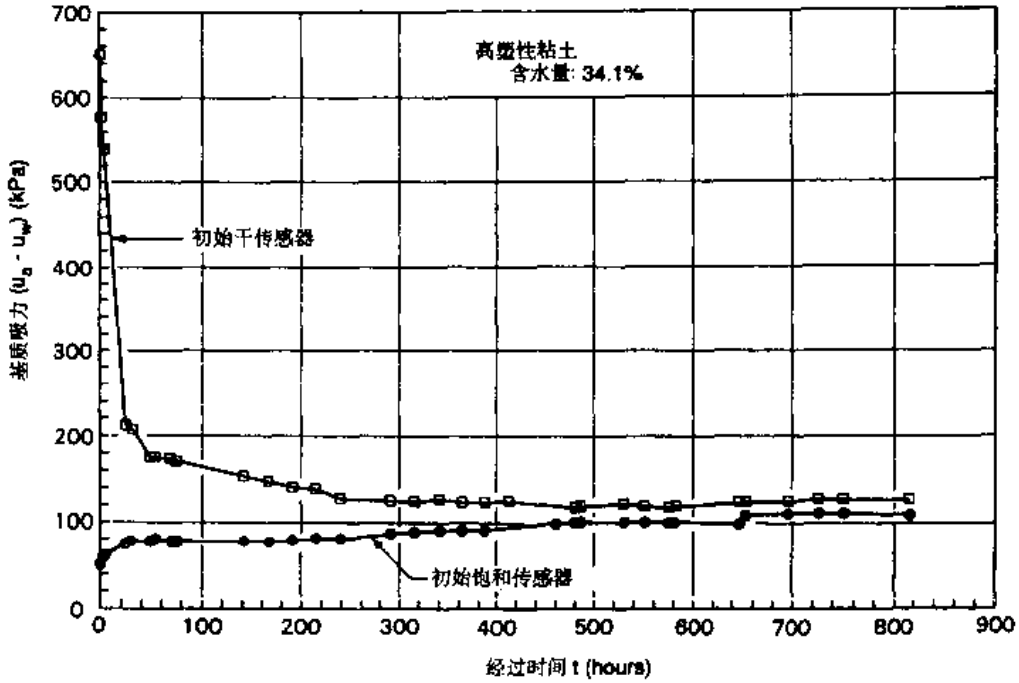


图 4.76　引自加拿大 Sask., Sceptre 高塑性粘土 w = 34.1 %的基质吸力室内量测结果

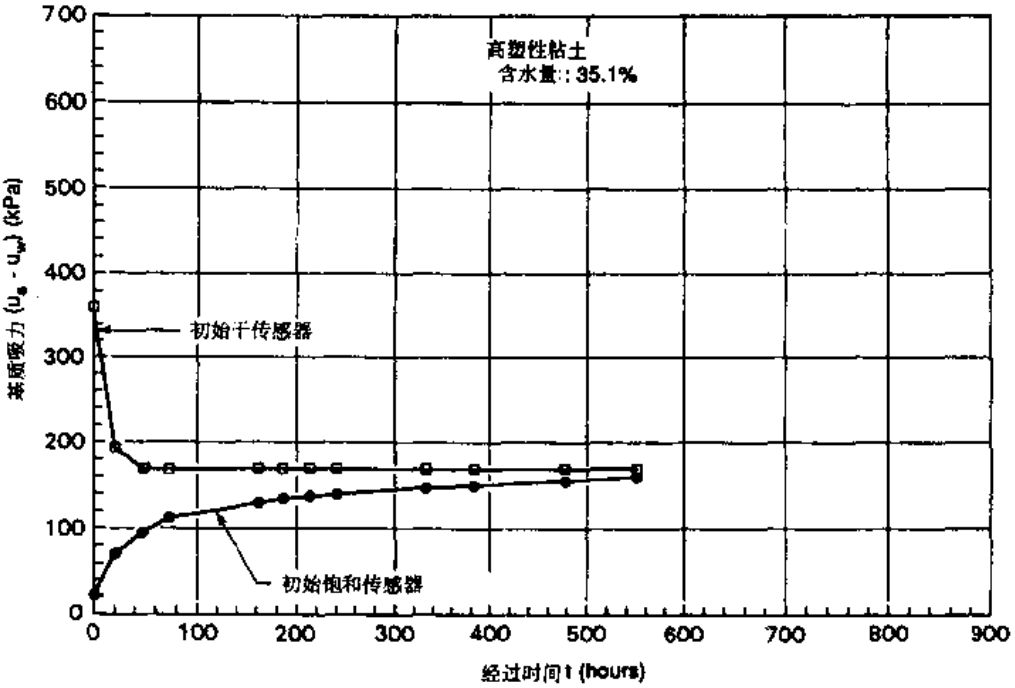


图 4.77　引自加拿大 Sask., Regina , Darke Hall 高塑性粘土 w = 35.19 %的基质吸力室内量测结果

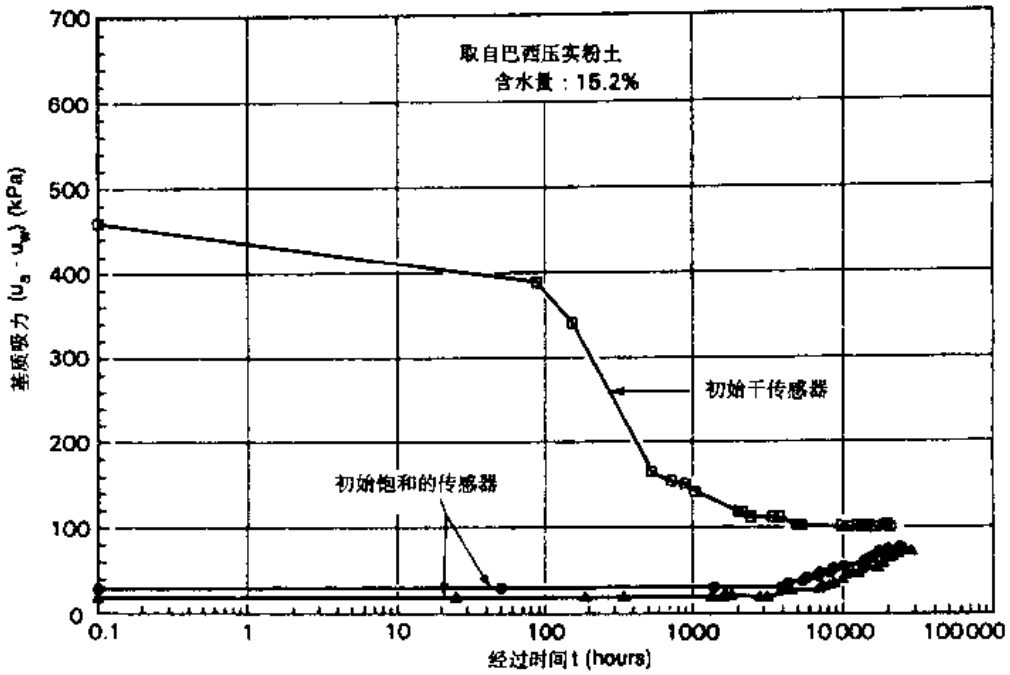


图 4.78 取自巴西压实粉土的基质吸力室内量测结果（w = 15.2 %）

许多室内量测是用两个传感器在一个土样中进行的。一个传感器起始是干的，而另一个是初始饱和的。初始饱和的传感器是先在水中浸泡两昼夜后再埋入土中的。两个传感器分别埋入土样两端预先钻好的孔中，然后将整个土样用铝箔纸密封包装起来，以防止量测过程中的水分损失。装妥后立即按一定时间间隔记录两个传感器的读数。结果表明，初始干的传感器比较快地就同周围土样达到平衡。

从众多室内量测结果看来，初始干的传感器测得的基质吸力数据比较接近正确的数值。一般情况是，初始干的传感器测得的数值稍大，而初始湿的传感器测得的数据太低。对上述量测成果（图 4.75 至 4.78 ）的分析见表 4.8 。

基质吸力室内量测结果分析　　表 4.8

土的类型	图号 No.	含水量 (%)	初始干的传感器 (kPa)	初始湿的传感器 (kPa)	最佳估计 (kPa)
Sceptre 粘土	4.75	39.3	120	100	114
Sceptre 粘土	4.76	34.1	136	108	126
Regina 粘土	4.77	35.1	160	150	157
巴西粉土	4.78	15.2	100	68	90

根据大量室内试验的经验，如果采用一个传感器量测原状土样的基质吸力，建议采用初始干的。如果传感器的率定曲线是根据 7 个以上率定点绘制的，并且量测的基质吸力在 0 ～ 300 kPa 范围内，可以认为室内量测结果与正确值相差不大于 15 kPa 。可能需要 4 至 7 天才能达到平衡。如果让传感器留在土样中更长时间，量测结果还会更精确。

曾经利用基质吸力室内量测结果确定取自某铁路路基不同深度的 Winnipeg 粘土原状土样

中的负孔隙水压力（Sattler，1990）。将土样带回试验室，用AGWA-Ⅱ传感器量测基质吸力。对测得的基质吸力值做了上覆压力卸除影响的修正，然后绘制土中的负孔压分布（图4.79）。结果表明，负孔压在地下水位处接近零，而在地下水位以上则大于静水压力线（负值）。

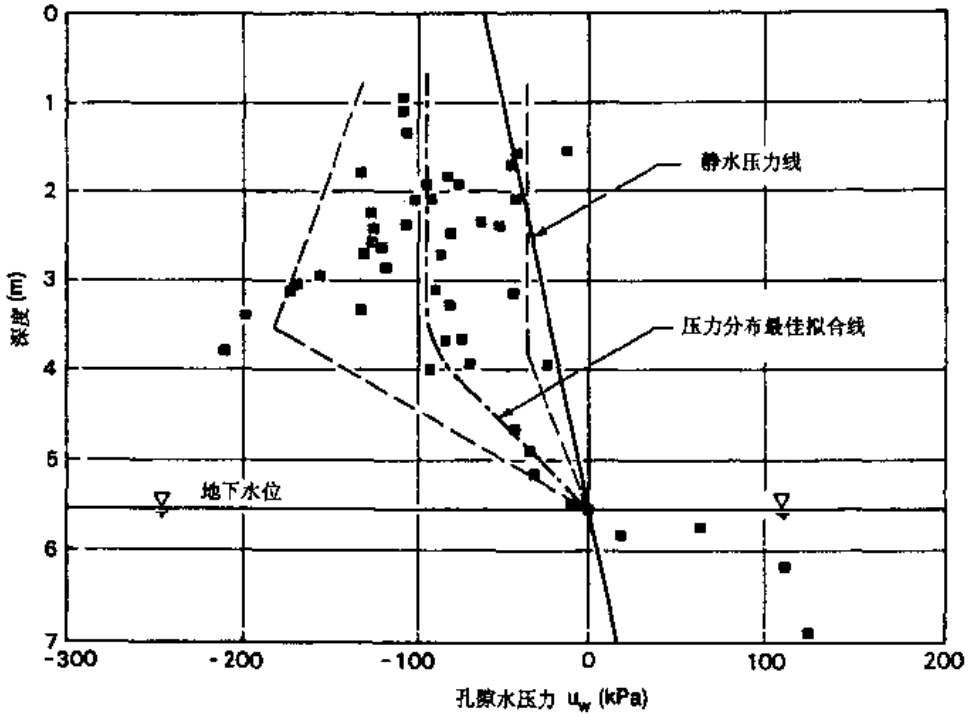


图4.79　用AGWA-Ⅱ型热传导传感器量测原状土样的负孔隙水压力

曾经在Saskatchewan公路局Regina室内实验场地的路基土中量测基质吸力（Loi等，1989）。实验场地的温度和相对湿度是人工控制的。路基土由高塑性粘土和冰碛土组成。在路基土中不同深度处预先钻孔，共计埋设了22个初始干的AGWA-Ⅱ传感器。每天记录两次传感器输出读数。

Regina粘土和冰碛土压实路基中的典型基质吸力量测结果如图4.80和4.81所示。在试验场地浸水前，连续记录了5个多月的基质吸力读数的范围从50到400 kPa。一浸水，传感器立即反应，如图4.82所示。量测结果表明，AGWA-Ⅱ传感器在相对较长时间里能够提供稳定的基质吸力读数。

在野外条件下量测的基质吸力随环境变化而变动。曾经在铁路路基不同深度处埋设AGWA—Ⅱ传感器量测土中的基质吸力。路基土是具有高膨胀性的高塑性Regina粘土。基质吸力在一年中的不同时候量测。结果表明，野外量测的基质吸力呈季节性变化。这种变化在靠近地表处最大（图4.83）。

热传导传感器是在室内或野外量测基质吸力的一种有发展前途的仪器。不过，每

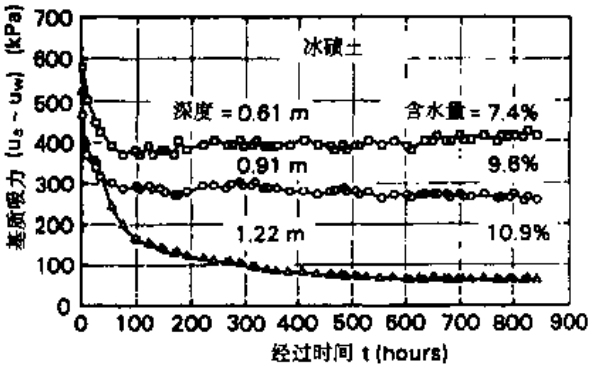


图4.80　在跑道简易试验控制环境中用AGWA-Ⅱ型热传导传感器量测基质吸力（加拿大Regina公路局）

个传感器在使用前必须进行正确的率定。率定研究表明，AGWA-Ⅱ传感器能够相当灵敏地量测 175 kPa 以下的基质吸力。

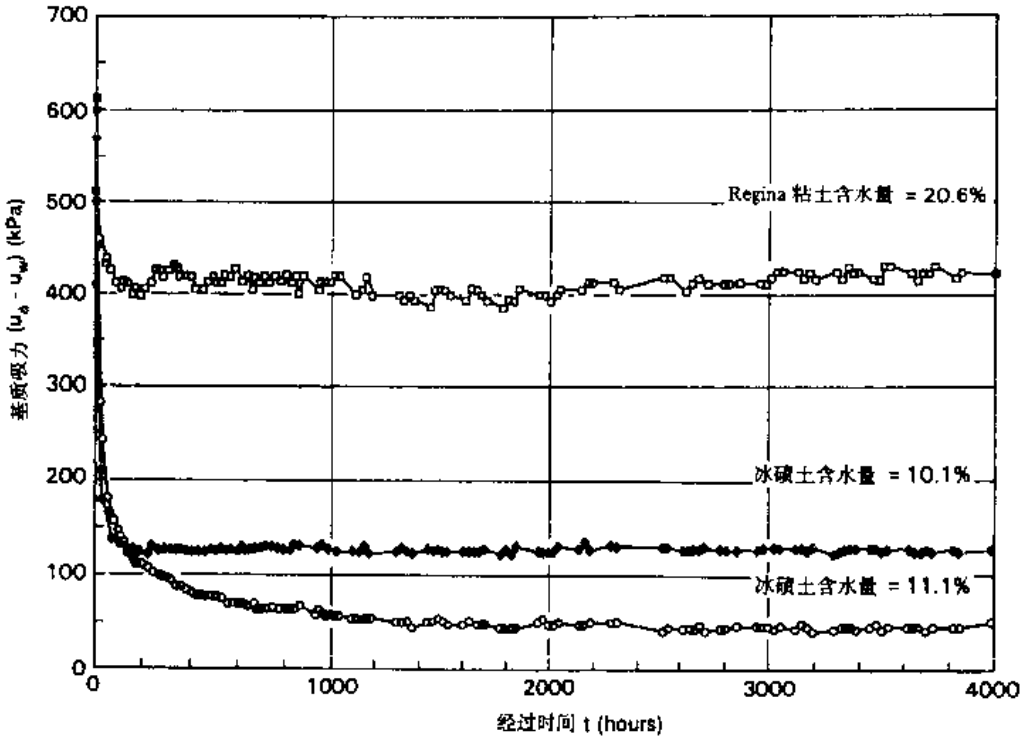


图 4.81 在控制环境中用 AGWA-Ⅱ型传导传感器量测基质吸力（加拿大 Regina 公路局跑道简易试验）

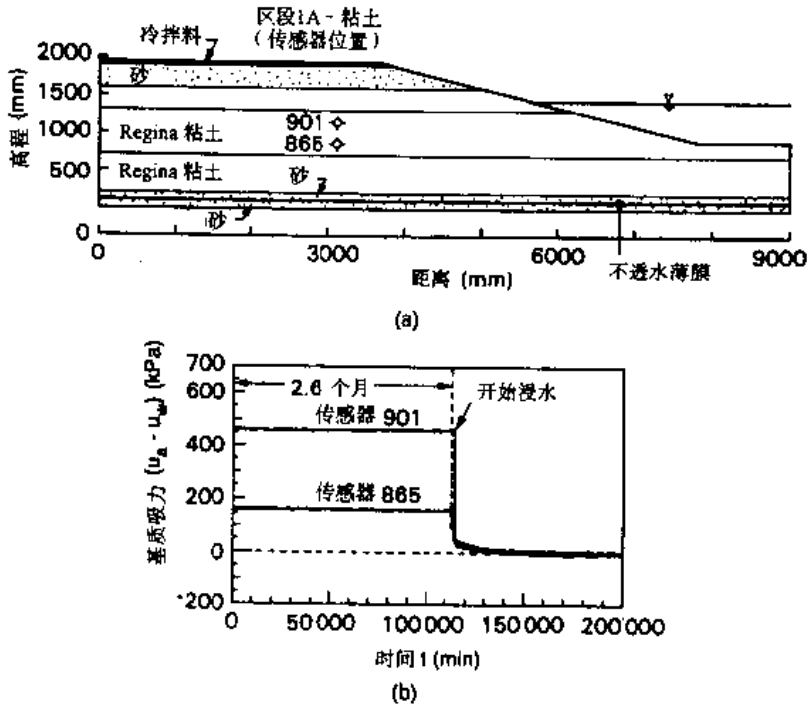


图 4.82 在控制环境中用 AGWA-Ⅱ型传感器量测基质吸力的断面和位置（a）传感器位置；（b）传感器反应（加拿大 Regina 公路局跑道简易试验）

经过进一步改进后，热传导型传感器的性能有可能进一步提高。例如，传感器内的电子元件如果能密封得更好些，也就能够减小土中水的影响，此外，多孔陶瓷探头如果能做得更坚固耐用些，它也就更适合于岩土工程中应用。这些改进将减小传感器的损坏率。

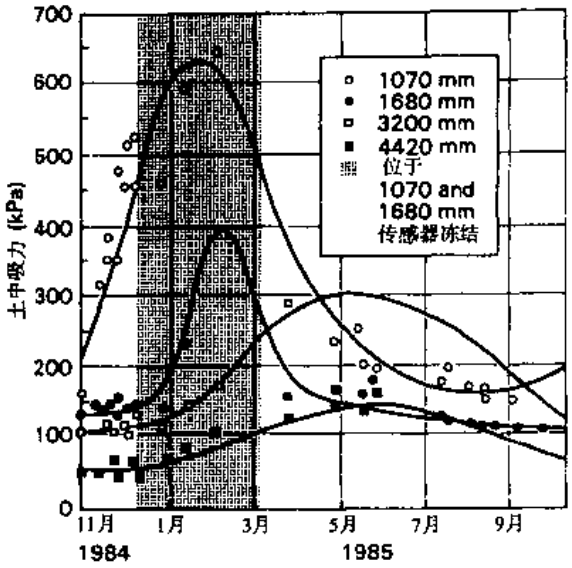


图 4.83　SaskaTchewan 省 Regina 粘土层不同深度处的基质吸力量测值随年月的变化（引自 Van der Raadt，1988）

4.5　渗透吸力的量测

有若干种方法可用于量测渗透吸力。例如，可在土中加蒸馏水，使土接近流体状态，然后排掉一些水，量测土的导电率。根据导电率，可用线性外插法求得相应于天然含水量的渗透吸力。这叫做饱和浸取法。这种方法虽然简单，但测出的渗透吸力不准（Krahn 和 Fredlund，1972）。

将张力计放置在流体浸取物上面也可以量测渗透吸力，但用这种方法得出的结果同样不可靠。实践证明，挤液法是量测渗透吸力的最好方法。

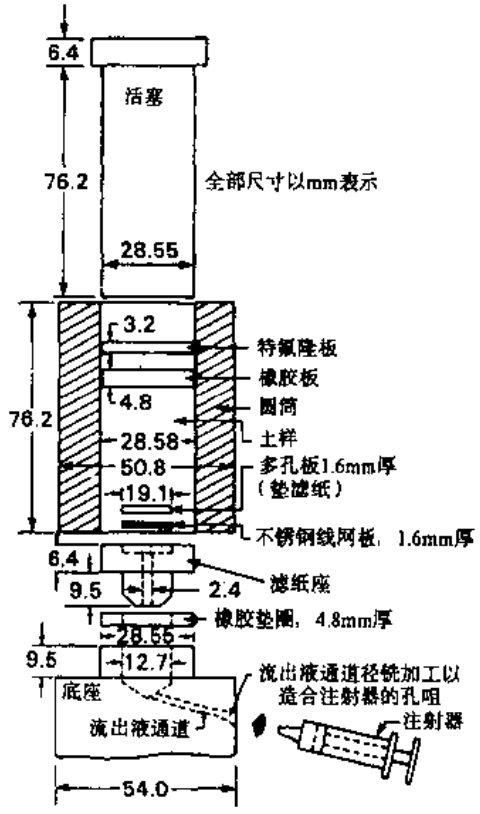


图 4.84　孔隙水流体挤压器设计图（引自 Mnheim，1966）

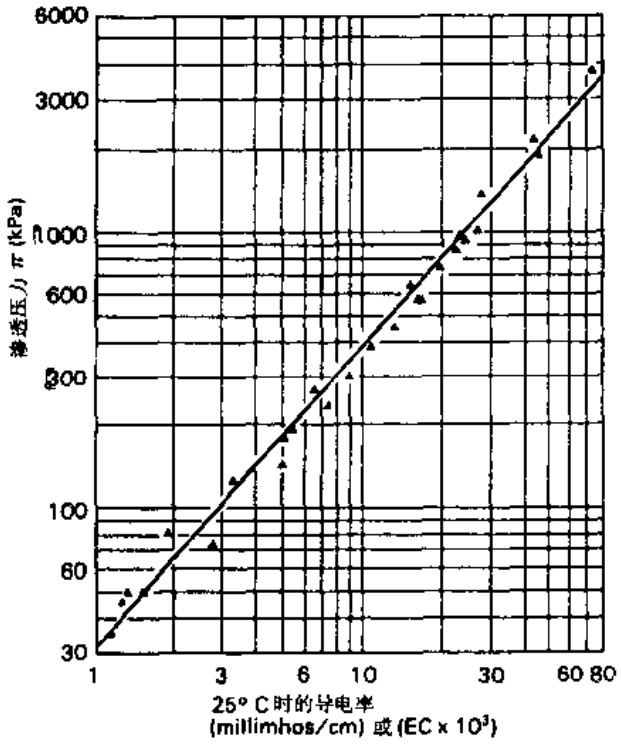


图 4.85　含有溶解盐混合物的孔隙水的渗透压力与导电率关系（引自美国农业部农业手册 No.60，1950）

4.5.1 挤液法

通过量测孔隙水的导电率可以间接估计土中的渗透吸力。与纯水比较，会有溶解盐的孔隙水具有较高导电率。根据孔隙水的导电率，可以知道溶解盐的总浓度，而土的渗透吸力同溶解盐的总浓度有关。

土中的孔隙水可以用厚壁园筒活塞式挤液器（图 4.84 ）取出，然后量测取出的孔隙水的电阻率（或导电率）。应用率定曲线（图 4.85 ），也就可以根据导电率求得土的渗透压力。挤液法的量测结果似乎与施加的挤压压力大小有关。Krahn 和 Fredlund （ 1972 ）量测冰碛土和 Regina 粘土的渗透吸力时采用了 34.5 kPa 挤压压力。

图 4.86 和 4.87 分别表示冰碛土和 Regina 粘土的渗透吸力量测成果。量测采用挤液法，得出的渗透吸力接近于测得的总吸力减去基质吸力。总吸力和基质吸力是独立量测的。冰碛土低含水量时出现较大差异（图 4.86 ），估计是由于基质吸力量测不准所造成的（ Krahn 和 Fredlund， 1972 ）。

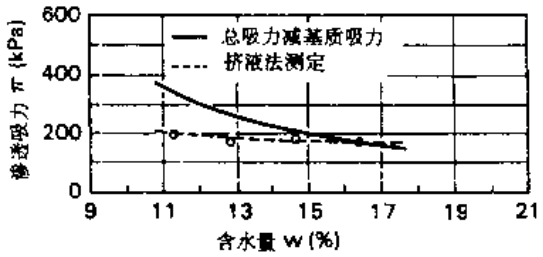


图 4.86 冰碛土的渗透吸力与含水量关系（引自 Krahn 和 Fredlund， 1972 ）

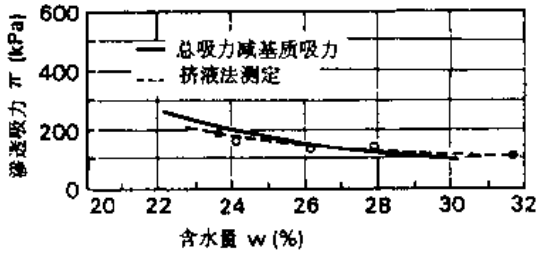


图 4.87 Regina 粘土的渗透吸力与含水量的关系（引自 Krahn 和 Fredlund， 1972 ）

图 4.86 和 4.87 中所示的一致性表明，采用挤液法量测渗透吸力是可靠的，同时也证明了基质吸力和渗透吸力是总吸力的两个组成部分〔即式（ 4.3 ）〕。

从图 4.86 和 4.87 可以看出，渗透吸力随含水量的变化不大。因此，可以将渗透吸力看作是一个相对恒定的数值，将它从测得的总吸力中扣除，以求得基质吸力值。

第 5 章　流动定律

非饱和土内的两相（即水和空气）可以合称为流体。流体流动分析需要一个定律，用适当的系数将流速和驱动势能联系起来。在饱和度相当高时，非饱和土中的空气可能处于封闭状态；而在低饱和度时，气相主要是连续的。流动定律的形式对这些情况可能是不同的。此外，还可能有空气通过液相而移动的情况，即空气通过孔隙水的扩散（图 5.1 ）。

引起空气和水流动，或扩散的驱动势能的知识对于了解流动机理是必需的。本章液相的驱动势能用水头表示。水的流动是由水力梯度所引发，而水头则由位置水头和压力水头组成。扩散过程通常认为是在化学浓度梯度或热力梯度下产生的。水也可以在电力梯度下流动（ Casagrande ， 1952 ）。

本章给出非饱和土中水头、空气和水流动的概念。同时，与相应的驱动势能一起，对扩散过程进行扼要论述，但不讨论由于化学、热力及电力梯度引起的流动。

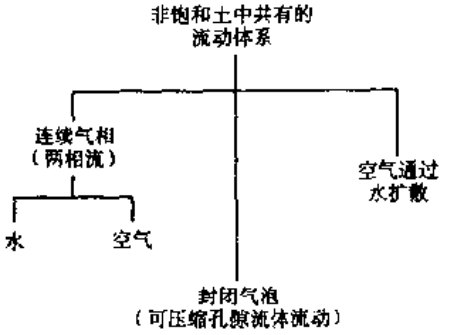


图 5.1　非饱和土中共有的流动体系

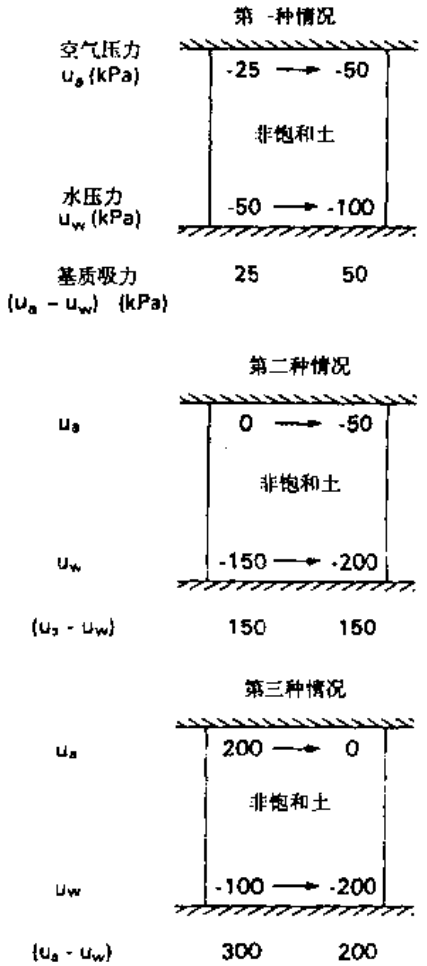


图 5.2　非饱和土单元两端的压力梯度和基质吸力梯度

5.1　水的流动

多种概念曾被用于阐述非饱和土中水的流动。例如，含水量梯度、基质吸力梯度或水力梯度都曾被认为是驱动势能。但是，重要的是采用一种最基本的、能控制水流动定律的形式。

有时也曾用含水量梯度描述非饱和土中水的流动。它假设水从高含水量的点流向低含水量的点。但是，这种流动定律并不是基本的，因为如考虑涉及土的类型的不同、滞后效应及应力历史的不同，则水也可能从低含水量区流向高含水量区。所以，含水量梯度不能作为水流动的基本驱动势能（ Fredlund ， 1981 ）。

在非饱和土中，基质吸力梯度有时被认为是水流动的驱动势能。但是，水的流动并不是基本的和唯一的取决于基质吸力梯度。图 5.2 阐明假想的三

种情况，示出同一高程上非饱和土单元两端受控制的空气和水的压力梯度。在所有情况下，左边的空气压力和水压力都大于右边的空气压力和水压力。

左边的基质吸力可能小于右边（第一种情况）、等于右边（第二种情况）或大于右边（第三种情况）。但是，不管基质吸力梯度怎样，空气和水将取决于各相的压力梯度而由左向右流动。甚至在第二种情况下，基质吸力为 0，空气和水仍将流动。

流动更适宜于用各相的水力梯度（在这一情况下，即为压头梯度）来定义。所以对于非饱和土中水的流动，基质吸力梯度并不是基本的驱动势能。在空气压力梯度为 0 的特定情况下，基质吸力梯度数值上等于水的压力梯度。自然界通常就是这种情况，这就可能是建议用基质吸力形式表达水流动的理由。但是，这时位置水头分量被略去了。

土中水的流动不仅是受压力梯度控制，而且也受由于高程差而引起的梯度控制。压力水头梯度和位置水头梯度一起给出一水力梯度，作为基本的驱动势能。在特定液相内的水力梯度是该相流动的驱动势能。这对饱和土及非饱和土都是正确的。

5.1.1 水相的驱动势能

水的流动的驱动势能确定其作功的能量或容量。某点的能量相对于某一基准面而计算。基准面是任意选择的，因为对描述流动重要的是两点间的能量梯度。

水相中某一点有三种主要的能量分量，即重力、压力和速度。图 5.3 示出水相中某一点 A，它位于一任意基准面之上高程为 y 处。兹考虑 A 点的能量状态。A 点有一重力能：可以写成：

$$E_g = M_w g y \qquad (5.1)$$

式中

E_g——重力能；

M_w——A 点水的质量；

g——重力加速度；

y——A 点在基准面以上的高度。

A 点处由压力引起的能量分量可表达如下（Freeze 和 Cherry，1979）：

$$E_p = M_w \int_0^{u_w} \frac{V_w}{M_w} du_w \qquad (5.2)$$

式中

E_p——压力能；

u_w——A 点的孔隙水压力；

V_w——A 点水的体积。

式（5.2）也可以写成：

$$E_p = M_w \int_0^{u_w} \frac{du_w}{\rho_w} \qquad (5.3)$$

式中

ρ_w——水的密度。

当水的密度 ρ_w 为常数时，式（5.3）变成如下形式：

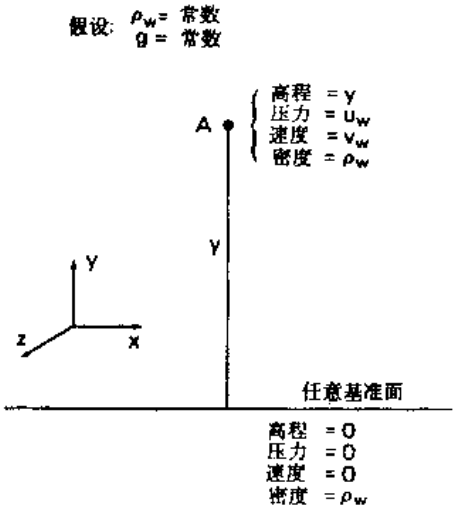


图 5.3 相对于一任意基准面的 A 点在 y 方向的能量

$$E_p = \frac{M_w u_w}{\rho_w} \tag{5.4}$$

A 点水的流速给出一速度能：

$$E_v = \frac{M_w v_w^2}{2} \tag{5.5}$$

式中

E_v——速度能；

v_w——A 点水的流速（在 y 方向）。

A 点的总势能是重力、压力和速度三个分量之和：

$$E = M_w g y + \frac{M_w u_w}{\rho_w} + \frac{M_w v_w^2}{2} \tag{5.6}$$

式中

E——总能量。

A 点总能量可以表达为单位重量的能量，称为能头或水头。A 点的水头 h_w 可以将式（5.6）除以 A 点的水重（即 $M_w g$）而得出：

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} + \frac{v_w^2}{2g} \tag{5.7}$$

式中

h_w——水头或总能头。

水头由三个分量组成，即重力头 y、压力头（$u_w / \rho_w g$）及速度头（$v_w^2 / 2g$）。与重力头和压力头相比较，土中的速度头可以忽略不计。式（5.7）就可以简化而得出土体中任何一点水头的表达式：

$$h_w = y + \frac{u_w}{\rho_w g} \tag{5.8}$$

式（5.8）中表示的水头具有长度的尺度。水头是可以度量的量，水力梯度导致饱和及非饱和土中的流动。测压计、张力计一类的仪器设备可用来测量某一点的原位孔隙水压力（图5.4）。在某点高程至基准面的距离即位置水头（y_A 或 y_B）。

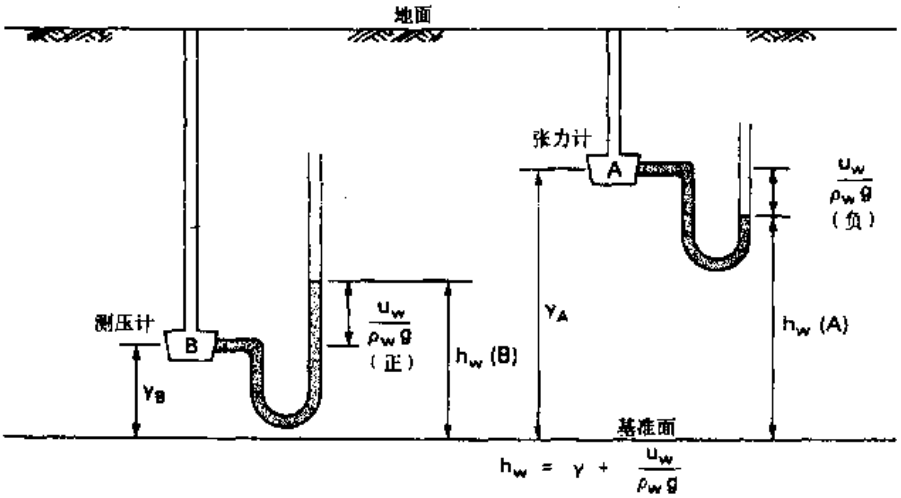


图 5.4　饱和土与非饱土中势能及能头的概念

测压计用于量测正孔隙水压力（即图 5.4 中的 B 点）。而张力计用于量测负孔隙水压力（即图 5.4 中的 A 点）。

取决于被测点的孔隙水压力，量测仪器中的水位将上升或下降。例如，测压计中的水位将上升到 B 点以上某一高程处，其距离等于 B 点的正孔隙水压力头。反之，张力计中的水位将降低到 A 点高程以下，其距离等于 A 点处的负孔隙水压力头。量测仪器中水位与基准面间的距离即为重力头及压力头之和（即水头）。

图 5.4 中，A 点的总能头高于 A 点（即 h_w（A）> h_w（B））。水将因这两点间的总水力梯度而从 A 点流向 B 点。引起水相流动的驱动势能对于饱和土（即 B 点）和非饱和土（即 A 点）都具有相同形式（Freeze 和 Cherry，1979）。不论孔隙水压力是正的还是负的，水总是从总能头高的点流向总能头低的点。

渗析吸力有时也作为一个分量包括在总能头流动方程中。但是，较好的是将渗析吸力梯度视为渗析扩散过程的驱动势能（Corey 和 Kemper，1961）。渗析扩散是一种离子或分子成份，在其动力活动性下导致运动的过程。例如，通过一半透膜的渗析梯度导致水通过薄膜的运动。另一方面，不存在半透膜时溶液（即纯水和溶解盐类）总流动却取决于水力梯度。所以，将水的总体流动与渗析扩散过程分别进行分析可能更好些，因为这里有两种独立的机理（Corey，1977）。扩散过程的简要论述见第 5.3 节。

5.1.2 非饱和土的 Darcy 定律

饱和土中水的流动通常用 Darcy 定律来表达。Darcy（1856）假设土体中水的流速与其水力梯度成正比：

$$v_w = -k_w \frac{\partial h_w}{\partial y} \qquad (5.9)$$

式中

v_w——水的流速；

k_w——水相的渗透系数；

$\partial h_w / \partial y$——$y$ 方向的水力梯度，可以写成 i_{wy}。

水的流速与水力梯度间的比例系数称为渗透系数 k_w。渗透系数对一特定的饱和土来说，它接近于常数。式（5.9）也可以对 x 及 z 方向列出。式（5.9）中的负号表示水沿水头降低的方向流动。

Darcy 定律也适用于非饱和土中水的流动（Buckingham，1907；Richard，1931；Childs 和 Collis-George，1950）。但是，在非饱和土中的渗透系数一般不能假定为常数。相反，渗透系数是变数，主要是非饱和土含水量或基质吸力的函数。

可以设想水仅通过水占有的孔隙空间流动。空气所占有的孔隙对水的流动来说是非传导性的流槽。所以，非饱和土中空气占有孔隙的性状可视为与固相相似，土可以处理为一种减小含水量的饱和土一样（Childs，1969）。从而非饱和土中 Darcy 定律的适用性可以像饱和土中一样得到论证。但是，当水力梯度变化时，水的体积（或含水量）应该是常数。

曾进行过论证 Darcy 定律对非饱和土适用性的试验，其成果列于图 5.5 中（Childs 和 Collis-George，1950）。一非饱和土的柱体，具有均匀的含水量及不变的压力水头，并施加不同的重力头梯度。成果表明，在一特定含水量下，对于作用于非饱和土上的不同水力梯度（即此时仅变化重力头），渗透系数 k_w 是常数。换句话说，通过非饱和土的水流速与水力梯

度呈线性比例关系，而渗透系数是一常数，这与饱和土中的情况相同。这证明 Darcy 定律（即式（5.9））也适用于非饱和土。但是，在非饱和土中，渗透系数的大小将随不同体积含水量 θ_w 而有所不同，如图 5.5 中所示。

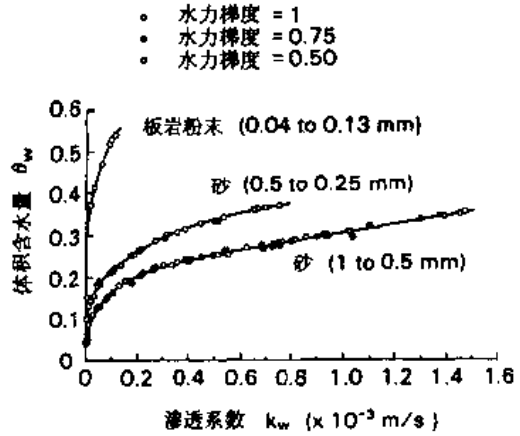


图 5.5　非饱和土中水流 Darcy 定律的试验论证（引自 Childs 和 Collis-George，1950）

5.1.3　水相的渗透系数

水相的渗透系数 k_w 是土中可用于水流动空间的一种度量。渗透系数取决于流体的性质和孔隙介质的性质。不同类型的流体（如水和油）或不同类型的土（如砂和粘土）给出不同的渗透系数 k_w 值。

流体及孔隙介质分量

水的渗透系数 k_w 可以用固有渗透性 K 表达：

$$k_w = \frac{\rho_w g}{\mu_w} K \qquad (5.10)$$

式中

μ_w——水的绝对粘度（动力粘度）；

K——土的固有渗透性。

式（5.10）示出流体密度 ρ_w 及流体粘度 μ_w 对渗透系数 k_w 的影响。土的固有渗透性 K 表示孔隙介质的特性，而与渗透流体的特性无关。

流体特性一般认为在流动过程中是一常数。孔隙介质的特性则是土的体积-质量性质[●] 的函数。固有渗透性曾用于多种学科。但是在岩土工程中，渗透系数 k_w 是最常用的术语，所以本书中都将使用这一术语。

渗透性与体积-质量性质的关系

渗透系数 k_w 是任何两种或三种可能的体积-质量性质的函数（Lloret 和 Alonso，1980；Fredlund，1981）：

$$k_w = k_w(S, e) \qquad (5.11)$$

或

$$k_w = k_w(e, w) \qquad (5.12)$$

或

$$k_w = k_w(w, S) \qquad (5.13)$$

式中

S——饱和度；

e——孔隙比；

w——含水量。

● 即土的干密度和含水量的性质——译注。

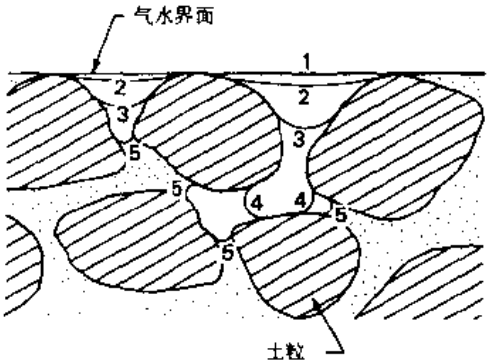
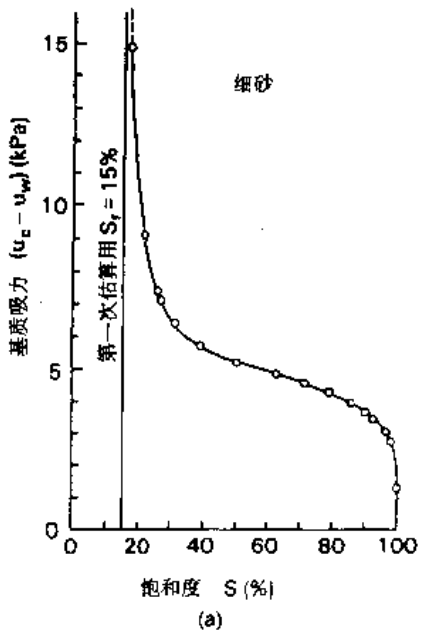


图 5.6 在不同基质吸力或饱和度情况下非饱和土中气水界面移动的发展情况（分 1～5 个阶段）（引自 Childs，1969）



在饱和土中，渗透系数是孔隙比的函数（Lambe 和 Whitman，1979）。但是，在分析问题（如瞬变流）时，一般假定饱和土的渗透系数为常数。

在非饱和土中，渗透系数同时受到土的孔隙比和饱和度（或含水量）变化的强烈影响。由于水通过为水所充填的孔隙空间流动，所以充水孔隙的比例是一重要的因素。当一种土变成非饱和时，空气首先取代某些大孔隙中的水，导致水通过较小孔隙流动，从而使流程的绕曲度增加。土的基质吸力的进一步增加导致水占有的孔隙体积进一步减少。换句话说，即气水界面越来越靠近土颗粒（图 5.6）。结果是水相的渗透系数随着可供水流动的空间减少而急剧降低。

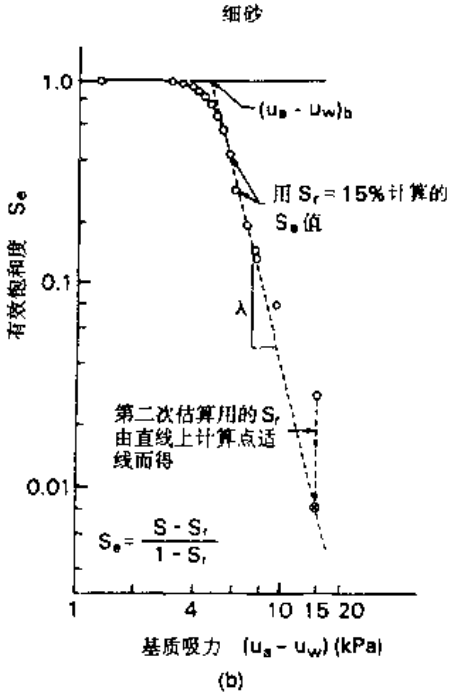


图 5.7 进气值 $(u_a - u_w)_b$、剩余饱和度 S_r 及孔隙尺寸分布指标 λ 的确定（a）基质吸力与饱和度关系曲线；（b）有效饱和度与基质吸力关系曲线（引自 Brooks 和 Corey，1964）

饱和度变化对渗透性的影响

非饱和土的渗透系数在非稳定过渡过程中，由于体积-质量性质的变化而有显著变化。非饱和土的孔隙比变化可能很小，它对渗透系数的影响可能是次要的。但是，饱和度变化的影响则是十分重大的。因而常常将渗透系数表达为饱和度 S 或体积含水量 θ_w 的单一函数。

饱和度或含水量变化而引起的基质吸力的变化，要比由净法向应力变化所引起的大得多。饱和度通常被表述为基质吸力的函数。其相互关系称为基质吸力与饱和度关系曲线〔图 5.7（a）〕。

用基质吸力与饱和度关系曲线或土-水特征曲线，都可以导出许多渗透系数的半经验公式。不管在哪种情况下，土孔隙尺寸分布是预测渗透系数的基础。孔隙尺寸分布的概念在岩土工程中还是比较新的。而在其他学科中则曾被用于合理地预测土的渗透特性。

首先讨论用基质吸力与饱和度关系曲线预测渗透系数，然后讨论用土-水特征曲线进行渗透预测。

渗透系数与饱和度的相互关系

Burdine（1952）、Brooks 和 Corey（1964）曾建议过由基质吸力与饱和度关系曲线得出渗透系数函数。基质吸力与饱和度的关系曲线是有滞回环的。仅将排水曲线用于他们的推导中。此外还假定土的骨架是不可压缩的。

从基质吸力与饱和度的关系曲线上可以确定三个土的参数。这就是土的进气值$(u_a-u_w)_b$、剩余饱和度S_r及孔隙尺寸分布指标λ。如饱和状态用有效饱和度S_e表达，则这几个参数就易于具体化了〔Corey，1954；图5.7（b）〕：

$$S_e=\frac{S-S_r}{1-S_r} \qquad (5.14)$$

式中

S_e——有效饱和度；

S_r——剩余饱和度。

剩余饱和度S_r定义为这样一个饱和度，此时基质吸力的增加并不引起饱和度的显著变化〔见图5.7（a）〕。用于式（5.14）中的所有饱和度变量的值均以小数计。

有效饱和度用剩余饱和度作第一次估算值而计算出来〔见图5.7（a）〕。然后将有效饱和度对基质吸力作图，如图5.7（b）所示。通过这些点子可以绘出水平线及斜线。但是，高基质吸力值的这些点子并不落在用剩余饱和度估算的直线上。所以，最高基质吸力的点必需用一新的S_r值估算而将它置于直线上〔见图5.7（b）〕。然后另一第二次估算的剩余饱和度值用于重新计算有效饱和度，从而得到一条新的基质吸力与有效饱和度的关系曲线。重复以上步骤直到所有在斜线上的点子构成一条直线。一般在第二次估算剩余饱和度时就可达到这一目的。

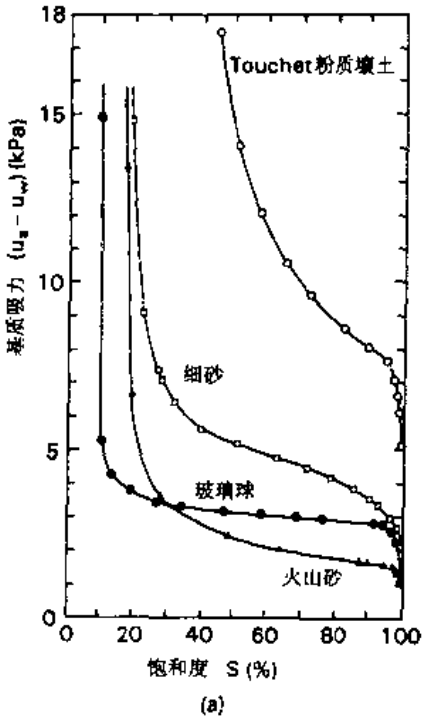
土的进气值$(u_a-u_w)_b$是空气进入土孔隙时必需达到的基质吸力值。进气值在石油工业中称为置换压力，而在陶瓷工业中则称为冒泡压力（Corey，1977）。它是土中最大孔隙尺寸的一种度量。图5.7（b）中斜直线与饱和座标（即$S_e=1.0$）的交点定义为土的进气值。在基质吸力大于进气值的那些点子连成的斜线可以用下列方程式表达：

$$S_e=\left\{\frac{(u_a-u_w)_b}{(u_a-u_w)}\right\}^{\lambda} \quad \text{for} \quad (u_a-u_w) > (u_a-u_w)_b \qquad (5.15)$$

式中

λ——孔隙大小分布指标，定义为有效饱和度S_e与基质吸力(u_a-u_w)曲线的负斜率。

具有孔隙尺寸范围广的土具有小的λ值。孔隙尺寸分布越均匀，λ值也越大。图5.8示出不同土的典型λ值，它是从基质吸力与饱和度关系曲线得出的。水相的渗透系数k_w可以从基质吸力与饱和度关系曲线预测如下（Brooks 和 Corey，1964）：



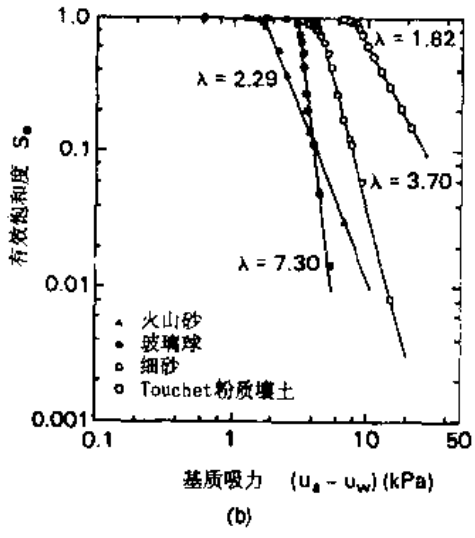


图 5.8 具有不同λ值的各种典型基质吸力与饱和度关系曲线 （a）基质吸力与饱和度关系曲线；（b）有效饱和度与基质吸力关系曲线（引自 Brooks 和 Corey， 1964）

$$k_w = k_s \quad \text{for } (u_a - u_w) \le (u_a - u_w)_b$$

$$k_w = k_s S_e^{\delta} \text{ for } (u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b \quad (5.16)$$

式中

k_s——饱和土（即 $S = 100\%$）的透水性系数；

δ——经验常数。

经验常数δ 与孔隙尺寸分布指标有如下关系：

$$\delta = \frac{2 + 3\lambda}{\lambda} \quad (5.17)$$

表 5.1 列出不同土类的若干δ 值及其相应的孔隙尺寸分布指标λ 。

不同饱和度时的透水系数 k_w 可以用式（5.16）计算，并可用相对透水系数 k_{rw}（%）表达如下：

$$k_{rw} = \frac{k_w(100)}{k_s} \quad (5.18)$$

以相对透水性表示的一种砂岩的试验资料示于图 5.9 。在试验中用碳氢化合物液体取代水，以取得更稳定的土的结构及稳定的流体性质。其成果与以水为渗流液体的成果基本上是相同的，因为相对渗透性与流体性质无关。但是，水与土粒间的相互作用将使用水和碳氢化合物获得的成果间产生某些差异。

透水性系数与基质吸力的相互关系

透水性系数 k_w 也可以用基质吸力的函数表达，只要将有效饱和度 S_e〔即式（5.15）〕代入渗透性函数〔即式（5.16）〕即可（Brooks 和 Corey， 1964）。其它几个作者也曾建议过一些渗透系数与基质吸力间的关系式（Gardner， 1958a ； Arbhabhirama 和 Kridakorn， 1968），如表 5.2 所列。

Gardner （1958a）建议的渗透系数与基质吸力的关系示于图 5.10 和表 5.2 之式（5.20）。方程式提出一种由两个常数“ a ”及“ n ”所确定的适应性强的渗透性函数。常数 n 定义为函数的坡度，常数 a 相应于函数的断点。不同 a 及 n 值的 4 种典型函数示于图 5.10 。以基质吸力表示的渗透性函数如式（5.20）所示。但是，这些方程式也可以写成以总吸力表示的形式。

不同土类常数δ的建议值及孔隙尺寸分布指标λ值　　表5.1

土　名	δ值	λ值	资料来源
均匀砂	3.0	∞	Irmay（1954）
土及多孔岩石	4.0	2.0	Corey（1954）
天然砂沉积物	3.5	4.0	Averjanov（1950）

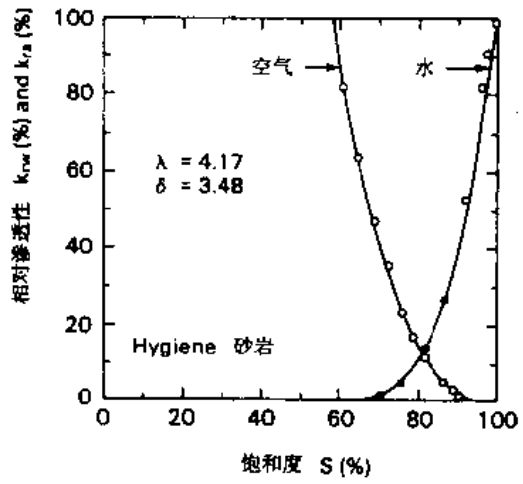


图5.9　水和空气的相对渗透性与排水过程中饱和度的函数关系（引自Brooks和Corey，1964）

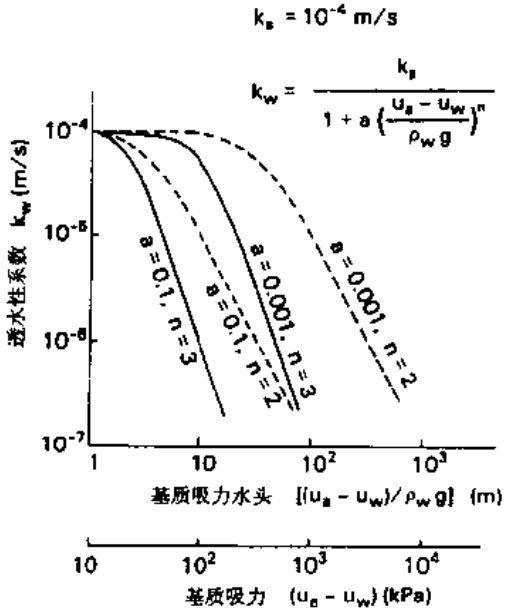


图5.10　Gardner关于透水性系数作为基质吸力函数的方程式

透水性系数与体积含水量的关系

透水性系数k_w也可以与体积含水量θ_w相联系（Buckingham，1907；Richards，1931；Moore，1939）。有的作者曾利用充水孔隙空间的形状建议了一种渗透系数函数$k_w(\theta_w)$（Childs和Collis-George，1950）。假设土具有不同尺寸的任意分布的孔隙，并假定土骨架是不可压缩的。渗透性函数$k_w(\theta_w)$写成一系列项目之和。这些项目是从不同尺寸充水孔隙的相互联系的统计概率而得出。

体积含水量θ_w可以绘成基质吸力$(u_a - u_w)$的函数，这种图就称为土-水特征曲线。所以，渗透性函数$k_w(\theta_w)$也可以表达为基质吸力的函数（Marshall，1958；Millington和Quirk，1959，1961）。换句话说，土-水特征曲线可以设想为充水孔隙形状的指标。渗透系数可以这样得到，即将土-水特征曲线沿体积含水量轴分成m个等分，如图5.11所示。相应于每一个等分中点的基质吸力可用于计算渗透系数。

渗透性函数$k_w(\theta_w)$是根据Poiseuille方程式推导出来。下列渗透函数与Kunze等（1968）发表的函数具有相似形式。由于采用SI单位，且用基质吸力代替孔隙水压力头，所以函数略有修改。方程式中使用的变量如图5.11所示。

透水性系数与基质吸力的关系式 表 5.2

方程式	编号	来源	符号
$k_w = k_s$ 用于 $(u_a - u_w) \le (u_a - u_w)_b$ $k_w = k_s \left\{ \frac{(u_a - u_w)_b}{(u_a - u_w)} \right\}^{\eta}$ 用于 $(u_a - u_w) > (u_a - u_w)_b$	(5.19)	Brooks 和 Corey (1964)	η = 经验常数 $\eta = 2 + 3\lambda$
$k_w = \frac{k_s}{1 + a\left\{ \frac{(u_a - u_w)}{\rho_w g} \right\}^{n}}$	(5.20)	Gardner (1958a)	a, n——常数
$k_w = \frac{k_s}{\left\{ \frac{(u_a - u_w)}{(u_a - u_w)_b} \right\}^{n'} + 1}$	(5.21)	Arbhabhirama 和 Kridakorn (1968)	n'——常数

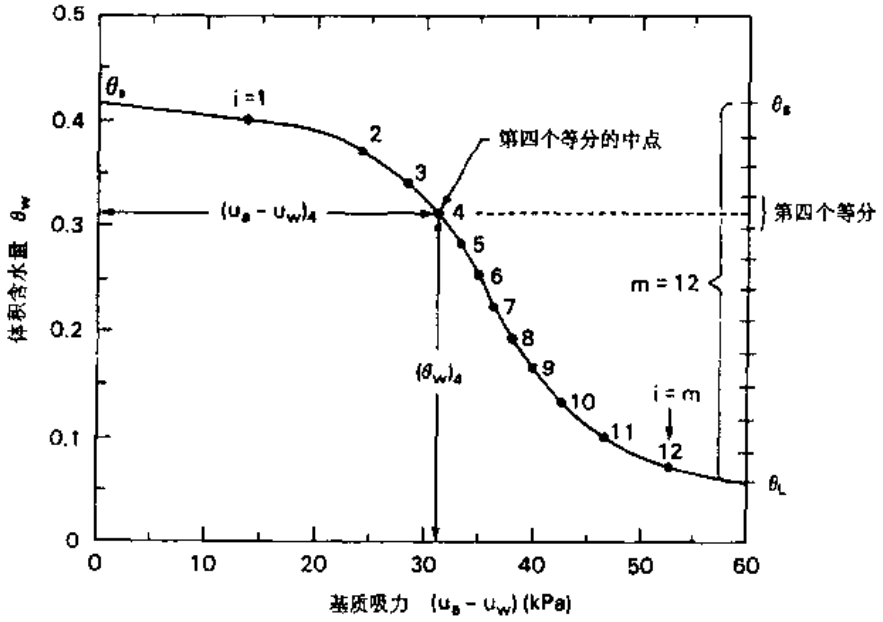


图 5.11 根据土-水特征曲线预测渗透系数

$$k_w(\theta_w)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} \frac{T_s^2 \rho_w g}{2\mu_w} \frac{\theta_s^p}{N^2} \sum_{j=i}^{m} \left\{ (2j + 1 - 2i)(u_a - u_w)_j^{-2} \right\} \qquad (5.22)$$

$$i = 1,\ 2,\ \cdots,\ m$$

式中

$k_w(\theta_w)_i$ ——对于相应于第 i 次间段的特定体积含水量 $(\theta_w)_i$ 的计算透水性系数(m / s)；

i——间段编号，其增加相应于体积含水量减小；例如，$i=1$ 表示第 1 个间段，它与饱和体积含水量 θ_s 最为接近；$i=m$ 表示最后一个间段，相应于试验土-水特征曲线上的最小体积含水量 θ_L；

j——从“i”到“m”的计数；

k_s——实测饱和渗透系数（m / s）；

k_{sc}——计算饱和渗透系数（m / s）；

T_s——水的表面张力（kN / m）；

ρ_w——水的密度（kg / m^3）；

g——重力加速度（m / s^2）；

μ_w——水的绝对粘度（N · s / m^2）；

θ_s——饱和体积含水量（即饱和度 $S=100\%$）（Green 和 Corey，1971a）；

p——计及不同尺寸孔隙的相互作用的常数；p 的数值可假设为等于 2.0（Green 和 Corey，1971a）；

m——在试验土-水特征曲线上在饱和体积含水量 θ_s 与最小体积含水量之间等分的总数；

N——在饱和体积含水量 θ_s 与零体积含水量（即 $\theta_w=0$）之间的计算间段的总数{注：$N=m\left[\theta_s/\left(\theta_s-\theta_L\right)\right]$，$m\leqslant N$；当 $\theta_L=0$，$m=n$}；

$\left(u_a-u_w\right)_j$——相应于第 i 个间段中点的基质吸力（kPa）。

在某一特定体积含水量 $(\theta_w)_i$ 下，透水性系数 k_w 的计算包含将相应于 $(\theta_w)_i$ 及低于 $(\theta_w)_i$ 的体积含水量的基质吸力求总和。曾有人建议过几种用式（5.22）计算渗透函数 $k_w(\theta_w)$ 的方法。各种方法的差别基本上在于孔隙相互作用项（即式（5.22）中的 θ_s^p/N）的处理（Green 和 Corey，1971a）。为了更精确地计算非饱和渗透系数，基于饱和渗透系数的匹配因子（k_s / k_{sc}）是必要的。

上述计算渗透性函数的方法看来对孔隙大小分布相对较窄的砂性土最为成功（Nielson 等，1972）。一种细砂用式（5.22）计算的渗透性函数 $k_w(\theta_w)$ 及试验数据之间的比较如图 5.12 所示。砂的土-水特征曲线及其渗透性函数的比较分别示于图 5.12（a）及（b）上。

某一体积含水量 θ_w 下的渗透系数 k_w 直接从式（5.22）计算出来。渗透性函数的形状由从土-水特征曲线得到的方程式中总和号内那些项确定。但是渗透性函数的大小还需参照实测饱和渗透系数 k_s 而用匹配因子加以调整。所以，如饱和渗透系数一经测定，则渗透性函数就可以从土-水特征曲线直接预测出来，因为在式（5.22）中总和号前面的所有的项可以视为一调整系数。于是，渗透函数 $k_w(\theta_w)$ 可以写成如下形式：

$$k_w\left(\theta_w\right)_i=\frac{k_s}{k_{sc}}A_d\sum_{j=i}^{m}\left[\left(2j+1-2i\right)\left(u_a-u_w\right)_j^{-2}\right]$$

$$i=1,\ 2,\ \cdots,\ m \qquad (5.23)$$

式中

A_d——调整常数〔即 $\left(T_s^2\rho_w g/2\mu_w\right)\left(\theta_s^p/N^2\right)$，（m · s^{-1} · kPa^2）〕

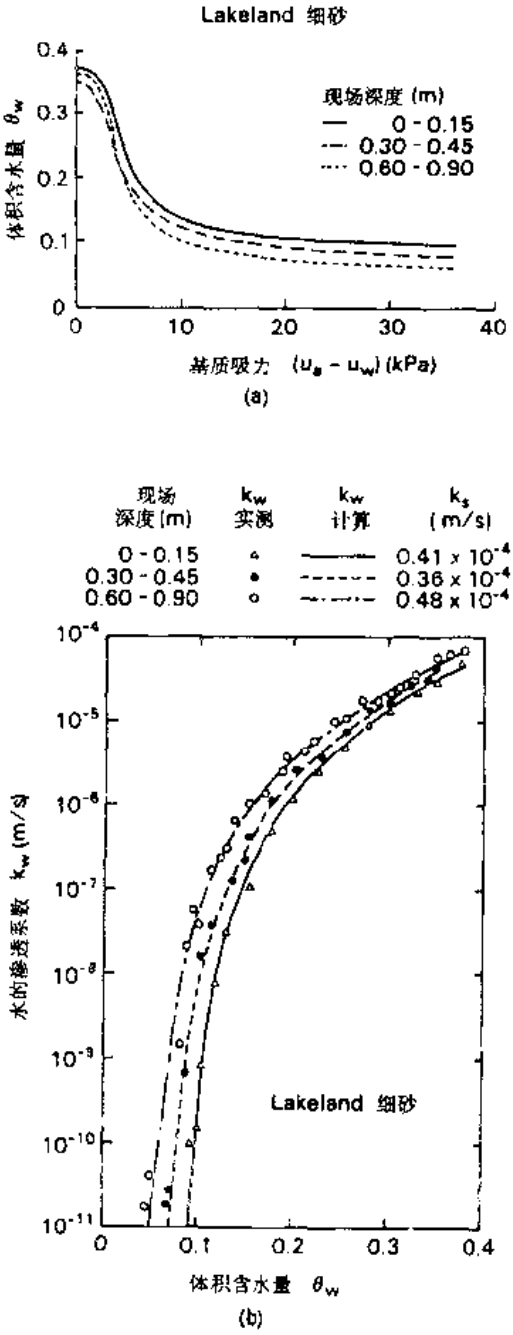


图 5.12 Lakeland 细砂计算和实测渗透性的比较（a）土-水特征曲线；（b）透水性系数作为体积含水量的函数（引自 Elzeftawy 和 Cartwright， 1981）

用式（5.23）预测渗透函数的方法在第 6 章中论述。

渗透性函数的滞后

渗透系数 k_w 一般假设为与饱和度 S 或体积含水量 θ_w 唯一地相关。这一假定是合理的，因为水流的体积是土中水体积的直接函数。饱和度（或体积含水量）及渗透系数之间的相互关系看来有一点滞后作用（Nielsen 和 Biggar， 1961；Topp 和 Miller， 1966； Corey， 1977； Hillel， 1982）。 Nielsen 等（1972）写道："函数 $k_w(\theta_w)$ 对于粗本构土变化很有规律，它在浸湿和干燥时几乎是相同的。"但是对透水性系数 k_w 与基质吸力 $(u_a - u_w)$ 之间的关系却不是这样的。由于土中水的体积和应力状态（即 $(u_a - u_w)$）之间的关系有滞后，所以对渗透系数与基质吸力之间的关系也将有滞后。

当将饱和度或体积含水量对基质吸力作图时表现出明显的滞后（图 5.13（a））。因此，当用渗透系数与基质吸力作图时也表现出明显的滞后，因为渗透系数与体积含水量或饱和度是直接相关的。图 5.13（a）和（b）表明，当相对于基质吸力作图时，体积含水量 θ_w 及渗透系数 k_w 两者具有相似的滞后形式。但是如果渗透系数是相对于体积含水量作图，则基本上没有滞后，如图 5.14 所示。

5.2 空气流动

非饱和土中的气相有两种形式，即连续气相和封闭气泡。一般在饱和度降低到 85 %左右或更低时，气相变成连续的（Corey， 1957）。非饱和土中空气的流动从该点开始。

在天然条件下土中空气流动可因众多因素而引发，例如：测压计压力的变化、雨水入渗使土孔隙中的空气压缩及湿度变化等。压实填土中的空气可因加荷而流动。

当饱和度大于 90 %左右时，气相变成封闭的，空气流动变成通过孔隙水扩散的过程（Matyas， 1967）。

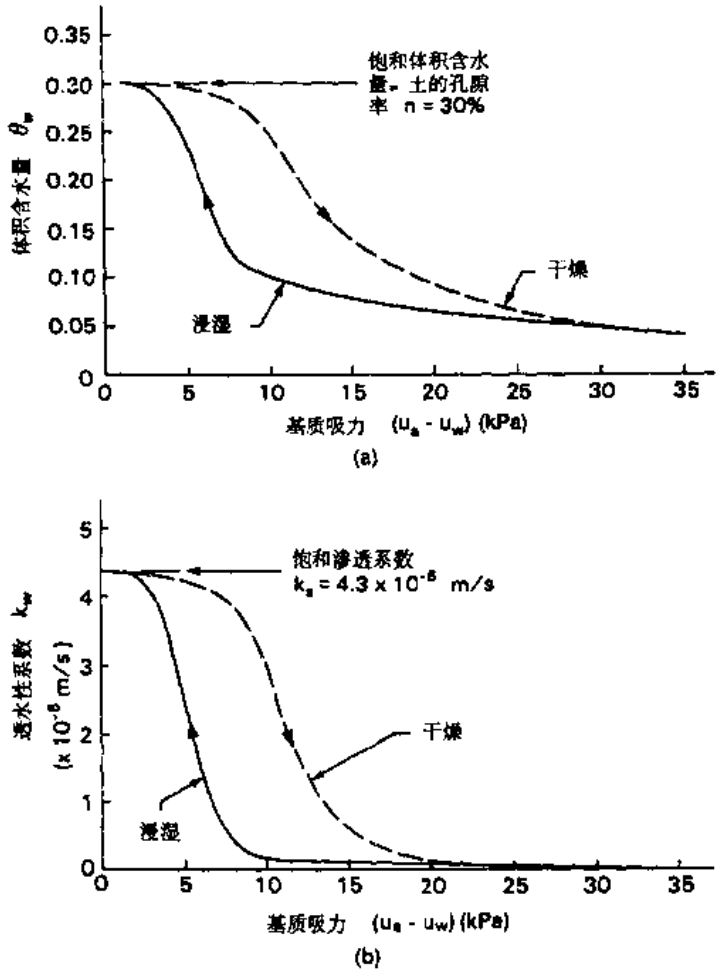


图 5.13　天然沉积砂的体积含水量、透水性系数与基质吸力 $\left(u_a - u_w\right)$ 关系图的相似滞后形式（a）体积含水量与基质吸力关系曲线（b）透水性系数与基质吸力关系曲线（引自 Liakopoulos， 1965a）

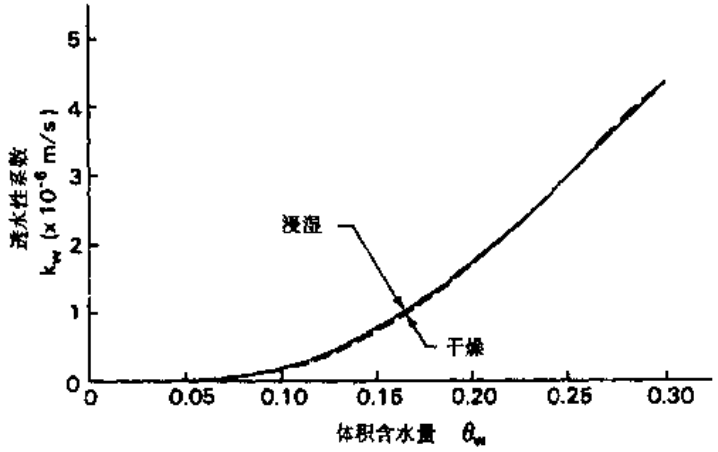


图 5.14　透水性系数与体积含水量之间的相关曲线显示出基本上没有滞后

5.2.1 气相的驱动势能

连续气相中空气的流动受浓度或压力梯度所控制。位置梯度的效应可忽略不计。对气相而言，大都认为压力梯度是唯一的驱动势能。Fick 定律和 Darcy 定律两者都曾用于描述多孔介质中空气的流动。

5.2.2 气相的 Fick 定律

Fick 定律（1855）常用于描述流体中气体的扩散。经修正的 Fick 定律可用于空气流动过程。Fick 第一定律表述如下：扩散物质通过单位面积的流量与其浓度梯度成比例。

对于非饱和土中空气流动的情况，多孔介质（即土）可以用作参考系，以与水相渗透性的概念相一致。这就意味着，对单位面积和单位体积的土来说，可按下式计算空气的流量和浓度梯度：

$$J_a = -D_a \frac{\partial C}{\partial y} \tag{5.24}$$

式中

J_a——通过单位面积土的空气质量流量；

D_a——土中空气流动的传导常数；

C——空气浓度，用单位体积土中空气质量表示；

$\partial C / \partial y$——在 y 方向上的浓度梯度。

式（5.24）中的负号表示空气沿浓度梯度减小的方向流动。式（5.24）也可用同样形式写出 x 和 z 方向的方程式。

对单位土体积来说，空气浓度可写成：

$$C = \frac{M_a}{V_a / (1-S)n} \tag{5.25}$$

式中

M_a——土中空气的质量；

V_a——土中空气的体积；

S——饱和度；

n——土的孔隙率。

将空气密度ρ_a取代式（5.25）中的 M_a / V_a，给出

$$C = \rho_a (1-S)n \tag{5.26}$$

如第 2 章所述，空气密度与绝对气压有关，并取决于气体定律（即 $\rho_a = (\omega_a \bar{u}_a) / RT$）。所以式（5.24）中的浓度梯度也可以用空气的压力梯度表达。因重要的只是梯度，故在重写式（5.24）时用的是压力表气压：

$$J_a = -D_a \frac{\partial C}{\partial u_a} \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{5.27}$$

式中

u_a——孔隙气压力；

$\frac{\partial u_a}{\partial y}$——$y$ 方向孔隙气压力梯度（对 x 和 z 方向也相同）。

在式（5.27）中引入一个土中空气流动的传导系数 D_a^*，可以得出 Fick 定律的修正形式：

$$D_a^* = D_a \frac{\partial C}{\partial u_a} \tag{5.28}$$

或

$$D_a^* = D_a \frac{\partial \left[\rho_a (1-S) n\right]}{\partial u_a} \tag{5.29}$$

传导系数 D_a^* 是土的体积-质量特性（即 S 及 n）和空气密度的函数。将 D_a^*（即式（5.28））代入式（5.27），得出下列形式：

$$J_a = -D_a^* \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{5.30}$$

这一 Fick 定律的修正形式曾在岩土工程中用于描述土中的空气流动（Blight，1971）。传导系数 D_a^* 可以与渗透系数 k_a 相联系，且符号 k_a 值是试验室测定的。

稳态空气流动可通过一非饱和土试样得到证实，且与平均基质吸力或平均饱和度有关。土试样可视为一个单元土体，具有某一透气性数值，它取决于平均基质吸力或饱和度。这意味着，系假设通过整个土试样的透气性系数为常数。稳态空气流是由土试样两端施加一气压梯度而产生的。流过土试样的空气数量是在常压条件下于出逸点量测的（即通常为 101.3 kPa 绝对压力或零压力表压力）（Matyas，1967）。换句话说，空气流量是在空气密度为常数 ρ_{ma} 时量测的。式（5.30）对这一特定情况可重写成：

$$\rho_{ma} \frac{\partial V_a}{\partial t} = -D_a^* \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{5.31}$$

或

$$v_a = -D_a^* \frac{1}{\rho_{ma}} \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{5.32}$$

式中

ρ_{ma}——相应于测流量时用的压力下（即在气流出逸点）的常数空气密度；

$\frac{\partial V_a}{\partial t}$——在出逸点处通过单位面积土的空气体积流速，用流速 v_a 表示。

式（5.32）中的孔隙气压力也可以用孔隙气压力头 h_a 表达，同样使用常数空气密度 ρ_{ma}：

$$v_a = -D_a^* g \frac{\partial h_a}{\partial y} \tag{5.33}$$

式中

h_a——孔隙气压力头（即 $u_a / \rho_{ma} g$）；

$\partial h_a / \partial y$——孔隙气压力头梯度，$y$ 方向，以 i_{ay} 表示。

式（5.33）与气相的 Darcy 定律具有相同形式：

$$v_a = -k_a \frac{\partial h_a}{\partial y} \tag{5.34}$$

式中，空气传导系数 D_a^* 与透气性系数 k_a 间的关系由下式确定：

$$k_a = D_a^* g \tag{5.35}$$

式（5.34）中的水力梯度就是提供驱动势能的孔隙气压力头梯度。式（5.34）曾在岩土工程中用于计算透气性系数 k_a（Barden，1965；Matyas，1967；Langfelder 等，1968；Barden

等， 1969b； Barden 和 Pavlakis， 1971 ）。

透气性量测可以在不同基质吸力或不同饱和度下进行，以建立 $k_a(u_a - u_w)$ 或 $k_a(s)$ 的函数关系。这种关系也可应用于空气传导系数 D_a^*，因为这两个系数间是用一个常数“ g ”联系起来的〔式（ 5.35 ）〕。

Fick 定律和 Darcy 定律都曾进行过试验论证（ Blight， 1971 ），某些成果列于图 5.15 。所完成的一系列渗透试验证实，通过干土有稳态空气流动。因为在试验过程中没有发生可量测的体积变化，所以假设土具有刚性结构。流动量测系参考充气孔隙空间（ Blight， 1971 ）。由于用土的总体积作为基准，所以空气流量应乘以空气孔隙率 n_a，如图 5.15 （ a ）所示。

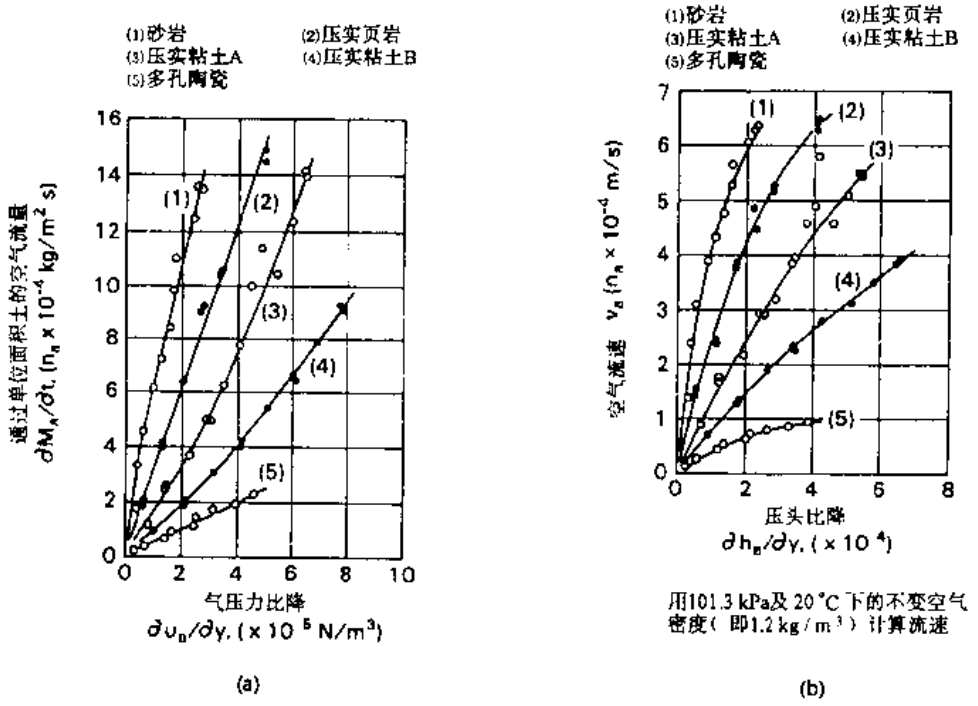


图 5.15 空气流动的 Fick 定律和 Darcy 定律的论证（ a ）空气流量与气压力梯度关系（ Fick 定律）；（ b ）空气流速与压力梯度关系（ Darcy 定律）

Fick 定律〔即式（ 5.30 ）〕对空气流动的适用性示于图 5.15 （ a ）。对于孔隙气压力梯度的一个微小变化，单位质量流量 J_a 几乎与孔隙气压力梯度（ $\partial u_a / \partial y$ ）成线性比例，而 D_a^* 是其比例系数。必需注意到，用于上述试验的气压力梯度是很高的。D_a^* 与 k_a 的大小随非饱和土体积-质量特性而变。

5.2.3 气相的渗透系数

曾提出过几种透气性系数与土的体积-质量特性间的相互关系。传导系数 D_a^* 可以用式（ 5.35 ）算得，也可以直接用试验测得。气相渗透系数 k_a 是流体（即空气）与土体积-质量特性的函数，如式（ 5.10 ）所示。在流动过程中，一般认为流体的性质是常数。所以透气性系数可以表达成土的体积-质量性质的函数。这时空气在孔隙中的体积百分数是一个重要因素，因为空气是通过空气充填的孔隙空间而流动的。在基质吸力增加或饱和度减小时，透气性系数就会增加。

透气性系数与饱和度的关系

对于气相也曾提出过根据孔隙尺寸分布和基质吸力与饱和度关系曲线预测透气性系数。透气性系数函数 k_a 基本上与透水性系数函数 k_w 成反比。Brooks 和 Corey（1964）曾应用下式描述 $k_a(S_e)$ 函数：

$$k_a = 0.0 \qquad \text{当} \left(u_a - u_w\right) \le \left(u_a - u_w\right)_b \text{时}$$

$$k_a = k_d\left(1 - S_e\right)^2\left(1 - S_e^{(2+\lambda)/\lambda}\right) \qquad \text{当} \left(u_a - u_w\right) > \left(u_a - u_w\right)_b \text{时} \qquad (5.36)$$

式中

k_d——饱和度为零之土中气相的渗透系数。

不同饱和度下的 k_a 值可以用式（5.36）计算，并用相对透气性系数 k_{ra}（%）表达：

$$k_{ra} = \frac{k_a(100)}{k_d} \qquad (5.37)$$

式（5.36）与试验数据间的对比示于图 5.9，试验用的是 Hygiene 砂岩。

透气性系数与基质吸力的关系

当有效饱和度 S_e 用基质吸力表达时，如式（5.15）所描述（Brooks 和 Corey，1964），则式（5.36）就得出另一种形式：

$$k_a = 0.0 \qquad \text{当} \left(u_a - u_w\right) \le \left(u_a - u_w\right)_b \text{时}$$

$$k_a = k_d\left[1 - \left\{\frac{\left(u_a - u_w\right)_b}{\left(u_a - u_w\right)}\right\}^{\lambda}\right]^2\left[1 - \left\{\frac{\left(u_a - u_w\right)_b}{\left(u_a - u_w\right)}\right\}^{2+\lambda}\right]$$

$$\text{当} \left(u_a - u_w\right) > \left(u_a - u_w\right)_b \text{时} \qquad (5.38)$$

图 5.16 表明，实测数据与用式（5.38）表达的理论透气性系数间的一致性。

对压实土的透气性曾进行过一些研究。透气性系数 k_a 系随土的含水量或饱和度的增加而减小（Ladd，1960；Olson，1963；Langfelder 等，1968；Barden 和 Pavlakis，1971）。图 5.17 列出在不同含水量或基质吸力下压实土的透气性系数和透水性系数。空气和水的渗透系数 k_a 和 k_w 是用同一个土试样在小压力梯度下引起的稳态流动条件下测定的（见第 6 章）。在接近最优含水量时，透气性系数 k_a 急剧降低。在最优含水量这一点上，气相变成封闭的。同时，空气通过水扩散而发生流动。高粘粒含量土的气封闭阶段的含水量一般高于最优含水量（Matyas，1967；Barden 和 Pavlakis，1971）。

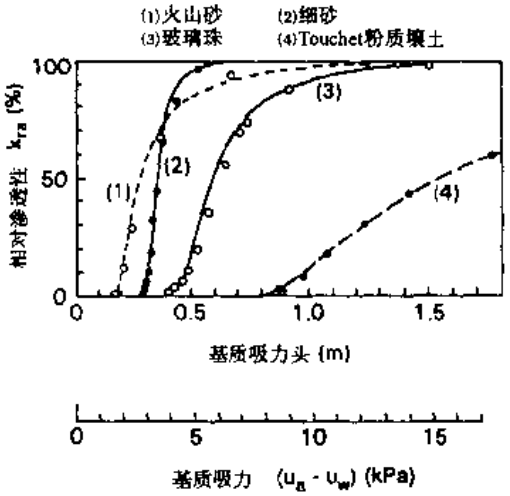


图 5.16　空气相对渗透性作为基质吸力函数的计算和实测数据（引自 Brooks 和 Corey，1964）

虽然随着含水量的增加，透气性系数减小，而透水性系数增加，但透气性在所有含水量下都比透水性大得多（图 5.17）。透气性系数比

透水性系数大的一个理由是水和空气的粘度不同。

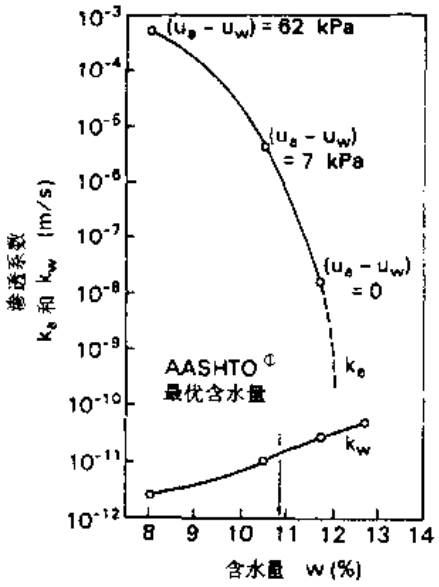


图 5.17 Westwater 土的空气和水的渗透系数 k_a 和 k_w 作为含水量的函数（引自 Barden 和 Pavlakis，1971）

① 美国各洲公路工作者协会标准

如式（5.10）所示，渗透系数与流体的绝对粘度（动力粘度）成反比。在绝对压力 101.3 kPa 和温度 20°C 下，水的绝对粘度 μ_w 约为空气绝对粘度的 56 倍（见第 2 章）。假设土的体积-质量性质与完全饱和及完全干燥的土没有区别，那么饱和状态下的透水性系数将比干燥状态下透气性系数小 56 倍（Koorevar 等，1983）。应注意到，对许多土并不是这种情况。

另一个影响实测透气性系数的因素是压实方法。同一密度的动力压实土的透气性系数一般要比静力压实的高。

空气传导系数 D_a^* 可以将透气性系数 k_a 除以重力加速度 g 而得到。如假设重力加速度是常数，则 D_a^* 函数就与上述空气渗透系数 k_a 函数相同了。

5.3 扩散

扩散过程依赖于浓度梯度而产生。离子或分子将由高浓度区向低浓度区发生运动。土中的气相和水相（即土的空隙）是扩散过程的传导介质。换句话说，土的结构决定了扩散途径的长度及断面积。气体（例如 O_2 和 CO_2）、水蒸气和化学物质的输送是土中扩散过程的例子。

影响非饱和土性状通常有两种扩散机理。第一种类型的扩散包含饱和或非饱和土中空气通过孔隙水而流动（Matyas，1967；Barden 和 Sides，1967）。另一空气扩散的例子是空气通过高进气值陶瓷板中的水而运动。这类扩散是气体溶解于水，并随后又从水中逸出，如第 2 章中所述。

另一种类型的扩散是由于化学浓度梯度或渗析吸力梯度导致通过水相的连续运动。本书将不详细讨论这类扩散。下节将考虑空气通过水的扩散。

5.3.1 空气通过水扩散

Fick 定律可用于描述这一种扩散过程（见第 5.2.2 节）。为扩散过程提供驱动势能的浓度梯度以土的孔隙（即气相和水相）表达。换句话说，扩散质量流动率和浓度梯度分别以土孔隙的单位面积和单位体积表达。

在 y 方向用于扩散的 Fick 定律的表达形式如下：

$$\partial M / \partial t = -D \frac{\partial C}{\partial y} \qquad (5.39)$$

式中

$\partial M/\partial t$ ——通过单位面积土孔隙空气扩散质量流动率；

D——扩散系数；

C——扩散空气的浓度，以单位体积土孔隙的质量计；

$\partial C/\partial y$——y 方向的浓度梯度（在 x 或 z 方向也相同）。

扩散方程可以有多种形式，与多孔介质中空气流动的表达式相似。气体或水蒸气的浓度梯度（即 $\partial C/\partial y$）可以用其分压来表达。考虑土孔隙水中某一组分的扩散，式（5.39）可以按照扩散组分的分压重写成：

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -D\frac{\partial C}{\partial \overline{u}_i}\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial y} \tag{5.40}$$

式中

$\overline{u}_i$——扩散组分的分压；

$\partial C/\partial \overline{u}_i$——与分压变化相应的浓度变化；

$\partial \overline{u}_i/\partial y$——$y$ 方向的分压梯度（x 或 z 方向也相同）。

通过单位面积土孔隙扩散的组分的质量流动率（$\partial M/\partial C$）也可以由量测常压条件下扩散过来的组分的体积而确定。理想气体定律用于扩散组分以获得其质率：

$$\frac{\partial M}{\partial t} = \overline{u}_{fi}\frac{\omega_i}{RT}\frac{\partial V_{fi}}{\partial t} \tag{5.41}$$

式中

$\overline{u}_{fi}$——在量测扩散组分体积时用的绝对常压；

ω_i——扩散组分的分子质量；

R——通用（克分子）气体常数；

T——绝对温度；

$\partial V_{fi}/\partial t$——通过单位面积土孔隙的扩散组分的流量；

V_{fi}——通过单位面积土孔隙的扩散组分的体积。

扩散组分浓度变化与分压的关系（即 $\partial C/\partial \overline{u}_i$）可以由考虑孔隙水中溶解组分密度的变化而得出。孔隙水中溶解组分的密度是它的质量与水的体积之比：

$$\frac{\partial C}{\partial \overline{u}_i} = \frac{\partial\left(M_{di}/V_w\right)}{\partial \overline{u}_i} \tag{5.42}$$

式中

M_{di}——孔隙水中溶解组分的质量；

V_w——水的体积。

将理想气体定律用于式（5.42）而得到下式：

$$\frac{\partial C}{\partial \overline{u}_i} = \frac{\partial\left(\frac{V_{di}}{V_w}\overline{u}_i\frac{\omega_i}{RT}\right)}{\partial \overline{u}_i} \tag{5.43}$$

式中

V_{di}——孔隙水中溶解组分的体积。

溶解组分体积与水体积之比称为体积溶解系数 h。在等温条件下 h 基本上是一常数（见第 2 章）。

$$\frac{\partial C}{\partial \overline{u}_i} = h\frac{\omega_i}{RT} \tag{5.44}$$

式中

h——水中组分的体积溶解系数。

将式（5.41）和（5.44）代入式（5.40）可导出下列扩散方程（Van Amerongen，1946）：

$$v_{fi} = -\frac{Dh}{\overline{u}_{fi}}\frac{\partial \overline{u}_i}{\partial y} \tag{5.45}$$

式中

v_{fi}——通过单位面积土孔隙的扩散组分的流速（即 $\partial v_{fi}/\partial t$）

式（5.45）可应用于在土的孔隙水中或自由水中空气或气体的扩散，或者是通过其他材料，如橡胶膜的扩散（Poulos，1964）。式（5.45）中的分压可以用分压头 h_{fi}（即 $h_{fi} = \overline{u}_i / \rho_{fi} g$）表达。依赖于绝对常压 $\overline{u}_{fi}$ 的密度 ρ_{fi} 用于扩散组分体积的量测。绝对常压 $\overline{u}_{fi}$ 通常根据大气条件选用（即 101.3 kPa），而 ρ_{fi} 是相应压力下的组分密度，即

$$v_{fi} = -Dh\frac{\rho_{fi} g}{\overline{u}_{fi}}\frac{\partial h_{fi}}{\partial y} \tag{5.46}$$

式中

ρ_{fi}——用于扩散组分体积量测的常压下的组分密度；

h_{fi}——分压头（$\overline{u}_{fi} / \rho_{fi} g$）。

式（5.46）与 Darcy 定律具有相似的形式。因此，式（5.46）可以认为是用于含有封闭气泡的非饱和中空气流动的 Darcy 定律之修正形式，这时空气流动是属于扩散形式，即

$$v_{fi} = -k_{fi}\frac{\partial h_{fi}}{\partial y} \tag{5.47}$$

式中

k_{fi}——含有封闭气泡的非饱和土中空气的扩散渗透系数。

这样，扩散渗透系数可写成下式：

$$k_{fi} = Dh\frac{\rho_{fi} g}{\overline{u}_{fi}} \tag{5.48}$$

将理想气体定律代入式（5.48）可导出扩散渗透系数的另一形式：

$$k_{fi} = D\frac{h\omega_i g}{RT} \tag{5.49}$$

式（5.49）表示在等温条件下，渗透系数（扩散型）与扩散系数成正比，因为（$h\omega_i g / RT$）项为常数。

几种气体通过水和空气通过不同材料的扩散系数已于第 2 章中列举。空气在水中的扩散系数 D 是根据式（5.47）计算出来的（Barden 和 Sides，1967）。多孔介质（例如土）的扩散值看来小于自由水的扩散值。这被认为是土中流程的绕曲和紧靠粘土表面吸附水的较高粘度等因素所致。结果表明，扩散值系随土含水量的降低而降低。

5.3.2 通过水的化学扩散

由渗析吸力梯度（化学浓度梯度）诱发的水通过半渗透膜的流动可表达如下：

$$\partial M / \partial t = -D_0\frac{\partial \pi}{\partial y} \tag{5.50}$$

式中

$\partial M/\partial t$——纯水通过单位面积半渗透膜扩散的质量流动率；

D_0——渗析吸力的扩散系数（即 $D\,\partial C/\partial \pi$）；

C——化学物质的浓度；

π——渗析吸力；

$\partial \pi/\partial y$——y 方向的渗析吸力梯度（x 和 z 方向均相同）。

半渗透膜阻止溶解盐通过，但容许溶剂分子（例如水分子）通过。因粘土表面带负电荷，故粘土可以认为是漏水的半渗透膜（Barbour，1987），因粘土表面可吸附阳离子，并排斥阴离子，故溶解盐不能自由地通过粘土颗粒扩散。但是，这并不能像一种完全半渗透膜那样完全阻止溶解盐的通过。所以，纯水通过一完全半渗透膜的扩散〔即式（5.50）〕并不能完善地表述土中渗析吸力梯度的流动机理。

5.4　流动定律的总结

上述几节论述了非饱和土中与液相有关的几种流动定律，总结并在表 5.3 中给出。

流动定律汇总　　表 5.3

流动类型	相	驱动势能	流动定律（y 方向）	备　注
总体流动	水	$h_w = y + \dfrac{u_w}{\rho_w g}$	$v_w = -k_w \dfrac{\partial h_w}{\partial y}$	Darcy 定律
		u_e	$\dfrac{\partial M}{\partial t} = -D_e^* \dfrac{\partial u_a}{\partial y}$	Fick 定律
	空气	$h_a = \dfrac{u_a}{\rho_a g}$	$v_a = -k_a \dfrac{\partial h_a}{\partial y}$	Darcy 定律 $k_a = D_a^* g$
气体相扩散	上孔隙水中的气体，包含水蒸气和空气	C	$\dfrac{\partial M}{\partial t} = -D \dfrac{\partial C}{\partial y}$	Fick 定律
		u_{fi}	$v_{fi} = -k_{fi} \dfrac{\partial h_{fi}}{\partial y}$	Darcy 定律（由 Fick 定律、亨利定律及 Darcy 定律得出
化学扩散	纯水渗析扩散	π	$\dfrac{\partial M}{\partial t} = -D_0^* \dfrac{\partial \pi}{\partial y}$	Fick 定律

第 6 章　渗透性量测

流动定律应用于工程问题需要将土的水力特性量化。Darcy 定律中的渗透系数 k 和 Fick 定律中的扩散系数 D 就是水力特性的例子。这些特性必需采用已被试验检验过的技术进行测定，以得出非饱和土中水和（或）空气运动的可靠流动分析。

6.1　水渗透系数量测

对于土来说，水相的渗透系数可以用直接或间接方法测定。渗透性的直接量测，既可在试验室，也可在现场进行，一般称为渗透试验。在试验室进行这种试验的设备称为渗透仪。

间接方法也可用于计算渗透系数。这些方法要用到土的体积-质量性质和土-水特征曲线。水相渗透性的间接预测也要用到饱和渗透系数，而气相渗透性的间接预测要用到干土的空气渗透性。

6.1.1　水渗透系数的直接量测方法

土的渗透系数最好直接量测得出，这是因为理论论断并未得到证实（Hillel，1982）。当采用直接方法量测渗透性时，水力梯度和流速可根据量测的孔隙水压力和含水量确定。

在某些情况下，孔隙水压力或含水量是实测的，而其他变量则由土-水特征曲线得到。试验可以在试验室或现场进行。试验室试验最为经济，但原位试验能更好代表实际情况。遗憾的是原位试验不像室内试验那样先进和标准。

试验室试验方法

许多试验室方法可用于量测非饱和土中水相的渗透系数（Klute，1972）所有方法都假设 Darcy 定律是适用的，它表述为渗透系数是流速与水力梯度的比值，这两者都是试验过程中通常量测的变量。在试验过程中，水力梯度可以保持常数（即与时间无关），或者是随试验时间而变化的。相应地，各种试验方法可以分为两大类，即稳态试验方法，其流速不随时间而变化，以及非稳态试验方法，其流量随时间而变化。

首先介绍稳态试验方法，接着介绍非稳态的瞬时剖面法。饱和渗透系数的量测在许多土力学书籍中都有论述，此处不再重复。

稳态方法

量测水渗透系数的稳态方法是通过非饱和土试验，其水力梯度保持常数的情况下进行的。土的基质吸力和含水量也保持常数。常水力梯度使得通过试件发生稳态水流。当入土流速等于出土流速时即达到稳态条件。相应于作用基质吸力或含水量的渗透系数 k_w 可以计算出来。试验可以在基质吸力或含水量不同量值时重复进行。压实土和原状土都可以使用稳态方法。

稳态方法的试验设备

用于稳态方法的设备示于图 6.1 （ Klute， 1965 ）。圆柱状土试件被置放在渗透仪中，位于两块高进气值陶瓷板之间，即位于试件顶部的 P_1 及底部的 P_2 。两支张力计 T_1 及 T_2 安装于试件的不同高度处，以量测孔隙水压力。由供气装置保持常孔隙气压力，它用压力表 M 量测。

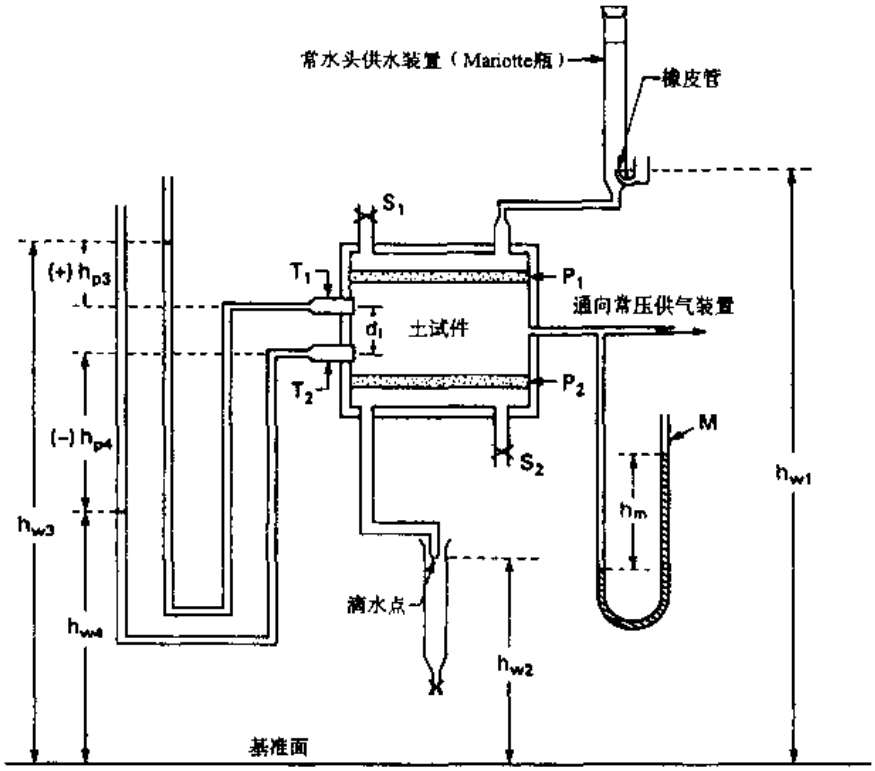


图 6.1　用稳态方法量测渗透系数的设备（引自 Klute， 1965a ）

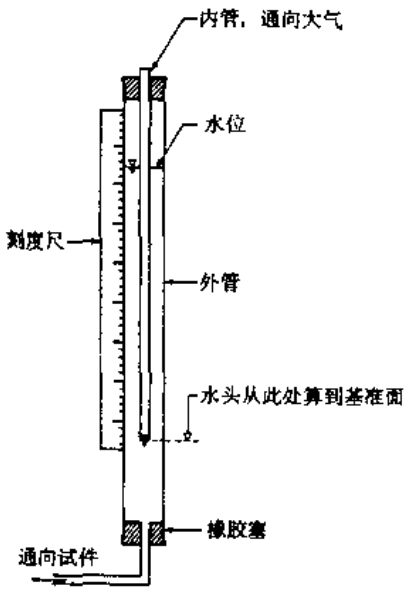


图 6.2　保持常水头并量测流入水体积的 Mariotte 瓶（引自美国内务部， 1974 ）

供水装置连接到多孔板 P_1 的顶部，使土在垂直方向作用一常水力梯度。供水装置用一种 Mariotte 瓶提供常水头 h_{w1}，如图 6.2 所示。也可以采用一种简单的溢流系统。单向水流通过陶瓷板 P_1、土试件及陶瓷板 P_2。用控制出逸点高程的方法使出逸水流在陶瓷板 P_2 之下保持一常水头 h_{w2}。阀门 S_1 及 S_2 用于排除积聚在多孔板附近水室中的气泡。

渗透试验由低基质吸力值开始。随着渗透性量测的进行，逐级增加基质吸力。换句话说，试验在接近于饱和条件下开始，并根据以下方法通过一个干燥过程进行下去。用控制孔隙气压力（以测压计液柱高度 h_m 表示）的方法将基质吸力（ $u_a - u_w$ ）设置于某一特定值。孔隙水压力用安装在试件上的张力计量测。孔隙水压力头由相应测压计液体界面与张力计的相对高程确定。如液体界面在张力计高程以上，则压头为正；如界面在张力计高程以下，则压头为负。图 6.1 中张力

计读数示出，由张力计 T_1 及 T_2 得到的压头分别为 $+h_{p3}$ 及 $-h_{p4}$。

这样一个常水力梯度作用于土试件，并由水头 h_{w1} 及 h_{w2} 来描述。当流入和流出的速率相等，且张力计读数随时间保持常数时就达到稳态流动条件。在 t 时间内流过土断面积 A 测得水量 Q，并用于计算流量。张力计 T_1 和 T_2 设置的距离是 d_l，相应水头为 h_{w3} 及 h_{w4}。知道距离 dl 之后，就可以计算土中的水力梯度。这样量测到的水力梯度用于计算渗透系数，因为通过两多孔板间的水头变化并不知道。试件与多孔板间的接触面对通过试件的水头损失也有影响（Klute，1972）。

用稳态方法计算

渗透系数 k_w 按下式计算：

$$k_w = \left(\frac{Q}{At}\right)\left(\frac{d_l}{h_{w3} - h_{w4}}\right) \tag{6.1}$$

假设整个试件中的孔隙气压力是均匀的：

$$u_a = \rho_m g h_m \tag{6.2}$$

式中

ρ_m ——U 形测压计中液体的密度；

g——重力加速度；

h_m——U 形测压计中液体的高度。

因施加水力梯度而使张力计 T_1 和 T_2 处的孔隙水压力不同。平均孔隙水压力按下式计算：

$$(u_w)_{ave} = \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2}\right)\rho_w g \tag{6.3}$$

式中

ρ_w——水的密度；

$(u_w)_{ave}$——平均孔隙水压力。

根据土中的平均基质吸力，可用式（6.1）计算渗透系数 k_w，即

$$(u_a - u_w)_{ave} = \rho_m g h_m - \left(\frac{h_{p3} + h_{p4}}{2}\right)\rho_w g \tag{6.4}$$

式中

$(u_a - u_w)_{ave}$——平均基质吸力。

土试件中的含水量可以用破坏性或非破坏性技术量测。采用破坏性技术时，在渗透试验的每一阶段之后量测含水量。所以土试件只能用于一个阶段的渗透试验。必需制备几个相同的试件，以取得不同基质吸力或含水量时的渗透性。

采用非破坏性技术时，只用一个试件测定不同基质吸力下的含水量。采用γ 射线衰减技术，或称量土试件重量（连仪器一起）得到每一试验阶段之后的含水量变化，就可以达到这一目的。从土试件初始和最终质量，可以计算出初始和最终含水量。在试验终了后将试件放在烘箱中烘干，便可得土固体颗粒的质量。

一种参照土-水特征曲线的间接技术也曾被用于得到某一特定基质吸力下的含水量。这种土-水特征曲线用同一种土的独立试件确定（例如用一种 Tempe 仪，见第 6.1.2 节）。Ingersoll（1981）证明用图 6.1 所示的设备可以同时得出土-水特征曲线和渗透系数。于是也测得每一

基质吸力增量下的含水量变化。

测定相应于某一特定基质吸力或含水量的渗透系数 k_w 之后，在更高基质吸力值下，重复进行渗透试验。用提高施加的气压力或降低施加的水压力的方法增加土试件的基质吸力。减小 h_{w1} 和 h_{w2} 的数值可以降低平均孔隙水压力。基质吸力任何时候也不能超过陶瓷板的进气值或高于张力计的最大读数极限值（约 90 kPa ）。使用更高进气值的陶瓷板和干湿球湿度计可以在较高吸力值下进行试验。在设计仪器设备时，应采用具有最大可能高渗透系数的高进气值陶瓷板（ Klute， 1972 ）。

渗透系数的表达

试验结束时可得出一系列的渗透系数值。图 6.3 示出渗透系数 k_w 与基质吸力关系的一组典型数据。量测的水渗透系数相应于干燥曲线。在水渗透系数与基质吸力关系中是有滞后作用的。同时，在干燥和浸湿过程中进行渗透试验时，可以看到这种滞后。但是，稳态方法一般都只在由饱和状态变到非饱和状态时进行试验。

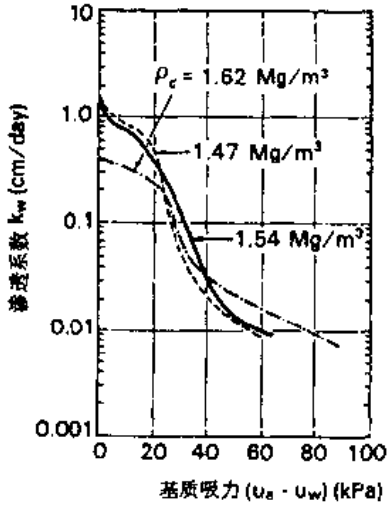


图 6.3　用稳态方法得出的水渗透系数与基质吸力的函数关系（引自 Ingersoll， 1981 ）

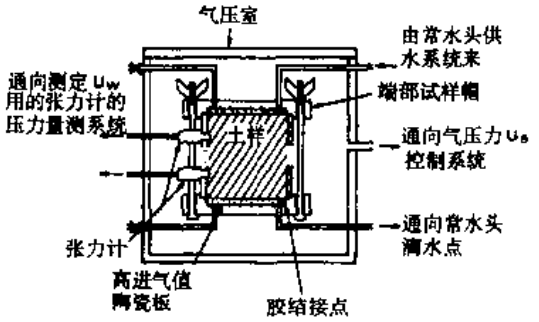


图 6.4　用于以稳态方法量测透水性系数的另一种设备（引自 Klute， 1965a ）

图 6.4 示出另一种应用稳态流动系统的设备（ Klute， 1965 ）。一个圆柱形土试件置于两块高进气值陶瓷板之间，并放在一空气压力室内。土试件周围承受到受控的空气压力 u_a。用沿试件长度布置的张力计量测孔隙水压力。试件上施加一常水力梯度，如图 6.1 所示。用前述步骤进行渗透试验。还用增加空气压力的办法增加试件中的基质吸力。

典型的试件直径约为 25 ～ 100 mm，其长度介于 10 ～ 500mm 之间。试件长度越大，达到稳态条件所需要的时间也越长。所以试件长度应选择得尽可能短。 Klute （ 1965 ）建议的试件高度为 10 ～ 50 mm 。另一方面，短试件用距离很近的张力计量测压头将可能导致不精确。长试件可能需要两支以上的张力计用于准确量测孔隙水压力。稳态方法需要较长的试验时间，但是，其试验成果一般认为比非稳态方法得出的更为精确（ Hillel， 1982 ）。

稳态方法的难点

用稳态方法有某些困难（ Klute， 1965， 1972； Olson 和 Daniel， 1981 ）。主要困难是由非饱和土低渗透系数带来的。特别是高基质吸力时更困难。因此，试验中水的流速是很

低的，完成一系列渗透试验需要很长时间。低流速要求很准确地量测水的体积。仪器设备中水量损失的可能性要减到最小程度。空气在水中的扩散和仪器漏水（例如有机玻璃筒壁漏水）都可以引起水体积量测中的误差。积聚在多孔板下面的气泡要定时冲洗掉。在张力计内的扩散空气也应该随时冲洗掉。扩散空气体积指示器可用于量测扩散空气的数量，以便对水体积变化量测作必要的修正（见第 6.3.3 节）。

通常用水作为渗透试验中的渗透液体。但是，在某些情况下，土中的孔隙水与纯水之间可能产生渗析吸力梯度。这就可能在由水力梯度引起的总体流动以外，还有因渗析引起的通过试件的水流。随着土的含水量降低，渗析水流的重要性会有所增加。当渗透液体的化学组成与孔隙水相同时，可以防止渗析引起的水流。

另一个试验难点与土试件和渗透仪的接触有关。当基质吸力增加时，土试件可能收缩，并与渗透仪壁和高进气值陶瓷板脱离。土与渗透仪壁间的空气间隙是不允许水渗过去的，因为空气是水流的非导体。土与渗透仪脱离在非饱和土试验中一般不会引起重要问题（Daniel，1983）。但是，土试件与多孔板间的良好接触是必要的，以便保证水流的连续性。曾有建议用加荷的多孔板以克服土与多孔板脱离的问题（Elrick 和 Bowman，1964；Richard 和 Wilson，1936）。保持土与张力计之间的良好接触，以便精确量测孔隙水压力也是很重要的。

瞬态剖面法

瞬态剖面法是一种非稳态方法，可同时用于试验室或原位测试。这一方法使用圆柱形土试样，在其一端施加连续水流。试验方法可以有某些变动，主要差别在于所采用的流动过程，水力梯度和流速的量测方面，流动过程在水流入试件时是一浸湿过程，而在水流出试件时是干燥过程。

采用下述任一方法可以得到沿试件不同点处的水力梯度和流速（Klute，1972）。采用第一种方法时，含水量和孔隙水压力头分布可以分别量测。含水量分布可用于计算流速。根据实测孔隙水压力头的分布可以计算孔隙水压力头梯度。重力头梯度由高程差得出。

采用第二种方法时，含水量分布是实测的，而孔隙水压力头是根据土-水特征曲线推测的。采用第三种方法时，孔隙水压力头是实测的，而含水量是根据土-水特征曲线推测的。张力计和干湿球湿度计用于量测孔隙水压力分布。在上述试验方法中，以第一种方法最为合适。所有瞬态剖面法都基于相同的理论原理。在水流开始后，可同时测定过去时间瞬时的孔隙水压力头梯度和流速。

Hamilton 等所建议的瞬态剖面法

图 6.5 示出 Hamilton 等人（1981）所建议的瞬态剖面法的仪器设备和方法。在土试件的一端控制水流量，而在另一端通向大气。孔隙水压力头梯度导致水平方向的水流。因而重力头梯度的影响可略去不计。Hamilton 等（1981）选用非稳态水流过程中量测孔隙水压力头分布，并根据土-水特征曲线求得含水量。试验过程中的水力梯度和流速都随时间而变化。从而，孔隙水压力也是水力梯度，是沿土试件在若干点处量测的。

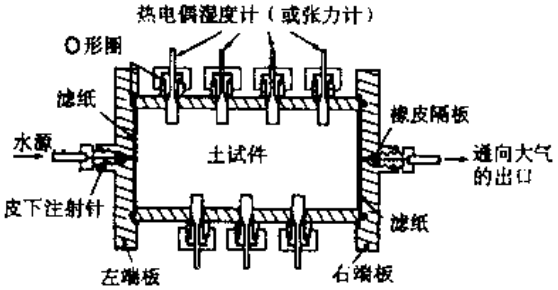


图 6.5 用瞬态剖面法量测水渗透系数的仪器设备（引自 Hamilton 等，1981）

通过土-水特征曲线将含水量变化与负孔隙压力（或基质吸力）联系起来。然后用体积含水量计算流速。由流速和水力梯度之比给出渗透系数。在非稳态过程中，于不同时间，沿试件不同位置进行量测，可给出一系列渗透系数。每一个渗透性相应于一特定的基质吸力或含水量。这一方法并不像在稳态方法情况下那样，要假设土中的水力特性是均匀的。

下列步骤用于阐明在浸湿过程中进行渗透试验。将压实土或原状土试件放入圆柱形渗透仪中（图 6.5 ）。渗透仪的两端都用带 O 形圈的端板覆盖。用皮下注射针头通过左侧端板供水，并用几张滤纸使水在土表面上分布开来。土试件中的空气用皮下注射针头在右侧端板处通向大气。在右端的表面上也放置滤纸。沿渗透仪壁的几个点上安装张力计或湿度计。

张力计用于相对较湿的土，其基质吸力小于 90 kPa 左右。热电偶湿度计可用于量测约 100 ～ 800kPa 范围内的吸力。张力计或湿度计通过渗透仪上的预留孔插入，并延伸到土试件中钻出的小孔中。当采用湿度计时，整个仪器应置于相对高湿度的、可控制温度的试验筒内。

试验开始时试件为非饱和的，并随着试验的进展而趋向饱和。首先在平衡条件下量测初始吸力，然后用缓慢通过皮下注射针头向试件注水的方法改变平衡条件。注水速率应这样选择，即使得整个试件长度内的孔隙水压力总是负的。

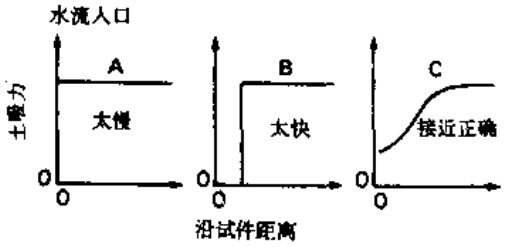


图 6.6　不同注水速率的吸力剖面（引自 Daniel， 1983 ）

图 6.6 阐明试件由 3 种不同注水速率引起的 3 种吸力剖面。应防止在土的任何部位有明显的浸湿锋面或饱和。流量在 0.2 ～ 5 cm^3 / d 一般是合适的（ Daniel， 1983 ）。每隔一定时间（例如，每隔 24 h ）量测土的吸力。当土的吸力降到 90 kPa 以下时，可以用张力计取代湿度计。

当渗透仪进口处（即左端）的孔隙水压力变成正值时，试验可结束。正孔隙水压力可能引起沿渗透仪内壁或张力计周围的水流。试验完成后，将土试件分成几段，用于测定含水量。用试件的最终体积含水量和相应吸力绘制其关系图，以得出土-水特征曲线。由各次单独测定的含水量与吸力相互关系的结果也可以用于确定土-水特征曲线。整个试验可能要进行 2 ～ 3 星期。

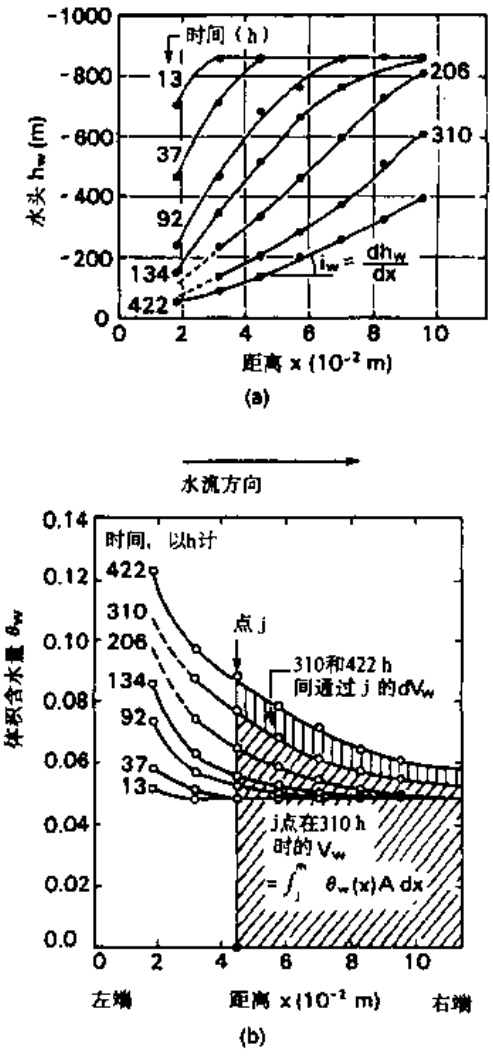


图 6.7　在非稳态流试验过程中水头和含水量剖面（ a ）水头剖面；（ b ）体积含水量剖面（引自 Hamilton 等， 1981 ）

瞬态剖面法计算

用绘制试件不同点处的孔隙水压力头与体积

含水量剖面的方法进行渗透系数计算，分别如图 6.7 （a）及（b）所示。孔隙水压力由张力计或湿度计读数得出。由湿度计得出总吸力剖面，在渗析吸力梯度可略去不计和气压力等于大气压时，可视为负孔隙水压力剖面。将孔隙水压力除以水的单位重量（即$\rho_w g$）可得出压头。某一特定时间在试件内某一点的水力梯度（即孔隙水压力头梯度）就等于水头剖面的坡度（例如图 6.7 （b））：

$$i_w = \frac{dh_w}{dx} \qquad (6.5)$$

式中

i_w——某一特定时间内某点的水力梯度；

$\frac{dh_w}{dx}$——水头剖面中所考虑点的坡度。

体积含水量剖面是从实测孔隙水压力和土-水特征曲线得出的。用张力计记录的负孔隙水压力的绝对值等于其基质吸力。某点的流速 v_w 等于 dt 时间间隔内流过试件断面面积水的体积 A 。水从渗透仪左端流向右端，且试件右端处并无水流出。所以在某一时间过程中，通过土试件某点的水总体积等于规定时间内所考虑之点与试件右端之间发生的水体积变化。

在某一规定时间内，在 j 点与试件右端（即 m 点）之间，其水的总体积可将体积含水量剖面在规定时间间隔内积分而得（图 6.7 （b））：

$$V_w = \int_j^m \theta_w(x) A dx \qquad (6.6)$$

式中

V_w——点 j 与试件右端 m 点之间土的总水量；

$\theta_w(x)$——对于一规定时间，体积含水量是距离 x 的函数；

A——试件的断面面积。

从两个相邻时间间隔（即一个间隔 dt）计算出来的水体积差 dV_w 就是在被考虑的时间间隔内流过 j 点的水量（图 6.7 （b））。该点的流速可按下式计算：

$$v_w = \frac{dV_w}{A dt} \qquad (6.7)$$

这一流速相应于两个相邻时间所得水力梯度的平均值。将流速 v_w 除以平均水力梯度 i_{ave} 即可算出渗透系数 k_w：

$$k_w = \frac{v_w}{i_{ave}} \qquad (6.8)$$

对不同点和不同时间可以重复进行渗透系数的计算。于是，在一个试验中可以计算出不同含水量或吸力值的许多渗透系数。

图 6.8 示出粘土的典型试验室渗透试验成果，用吸力的函数表示。渗透试验是用瞬态剖面法进行的，试验数据如图 6.7 所示。用这种方法可能产生的试验方法性问题与前述稳态方法相同。

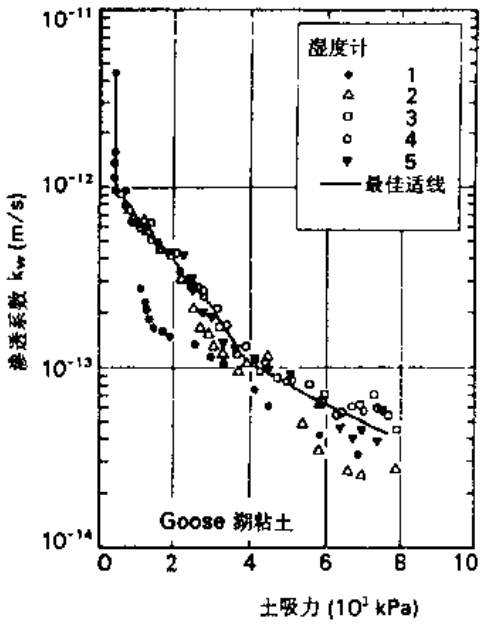


图 6.8 试验室内用瞬态剖面法得出的非饱和渗透系数（引自 Hamilton 等，1981）

现场原位方法

现场土的不均质性和各向异性使渗透系数的原位测定优于室内试验。通常在非饱和土中存在的裂隙、断裂、张裂缝及根孔等都不可能在试验室用小试件得到其代表性。此外，试验室试件还受到取样扰动的影响。另一方面，原位试验没有发展到与室内试验相同的程度。同时，室内试验比原位试验的费用要小。这就是为什么大多数试验都在室内进行的理由所在。

一般认为瞬态剖面法是现场渗透试验的最好方法（ Klute， 1972 ）。用于现场的方法，在概念上与室内试验的瞬态剖面法相同。已研究过的几种略有变化的方法，并总结在表 6.1 中。其差别主要是蒸发的控制方法，以及含水量和孔隙水压力剖面的测定方法。

原位瞬态剖面法

下面介绍 Watson （ 1966 ）和 Hillel 等人（ 1972 ）提出的一种原位瞬态剖面试验方法。这一方法也适用于地下水位深和非均质土的情况，且对于低塑性土最为合适。曾报导过用于高塑性膨胀土时的一些问题。他们的试验方法考虑了一饱和土柱在隔绝蒸发和入渗时进行内部排水。水在水力梯度作用下向下流动，并假设仅有垂直方向流动；而气相则假设保持在大气压力条件。

现场渗透试验的几种瞬态剖面法（引自 Olson 和 Daniel， 1981 ）　表 6.1

参考文献	土类	试验区尺寸（m）	是否容许蒸发	吸力测定方法	含水量测定方法	测量最大深度（m）
Richards 等（ 1956 ）	砂质壤土	2.6 × 2.6	是	张力计	直接取样	0.8
Ogata 和 Richards（ 1957 ）	砂质壤土	2.6 × 2.6	否	张力计	直接取样	0.5
Nielson 等（ 1962 ）	粘壤土	3.7 × 3.7	否	张力计	无	1.5
Rose 等（ 1965 ）	壤土	—	是	无	中子法	1.8
Rose 和 Krishnan（ 1967 ）	粘质砂	①	是	无	中子法	1.6
van Bavel 等（ 1968 ）	粘壤土	5 × 10	否	张力计	中子法	1.6
Davidson 等（ 1969 ）	壤土及粉质粘土	3 × 3 及 10 × 10	否	张力计	无	1.8
Hillel 等（ 1972 ）	砂质壤土	10 × 10	否	张力计	中子法	1.5
Nielson 等（ 1973 ）	粘壤土	6.5 × 6.5	否	张力计	无	1.8

① 表示没有专门试验区，而试验是在大雨之后在现场进行的。

在瞬态流过程中量测一定深度内的孔隙水压力头和体积含水量剖面。孔隙水压力用埋设于不同深度处的一系列张力计量测。含水量用中子湿度计测头量测。在不同延时进行量测。

孔隙水压力头加上重力头便给出水头。水头剖面用于计算不同深度处在特定延时的水力梯度。某一点的流速是从体积含水量剖面上的变化计算出来的。对不同体积含水量或基质吸

力，可以计算出大量渗透系数值。这是从流速和水力梯度计算出来的（见式（6.8））。

现场渗透试验从具有代表性的试验区开始，如图6.9所示。试验区应相对较大（如10×10 m），以消除边界效应。所有量测都要在紧靠试验区中心部位进行。至少要有一个中子测头的导管安装在试验区中心附近。它的周围要有若干张力计埋设在不同深度处。张力计应安装在导管附近，但不应干扰中子仪的读数（例如距离0.50 m）。在垂直方向上，张力计埋设深度的间隔在0.30 m左右。选择的间隔主要取决于土质条件。

试验区首先用水浸湿，直到土剖面在稳态入渗条件下变湿。稳态入渗是用张力计读数为常数作为指示的。这时通过地面的水流停止。试验区表面用塑料薄膜覆盖，以防止蒸发和入渗。以后土柱内产生的过程只是向下渗水。在随后的非稳态过程中测量孔隙水压力和含水量。量测的频率以过程开始时最高。随着排水过程缓慢下来，读数可以少一些。

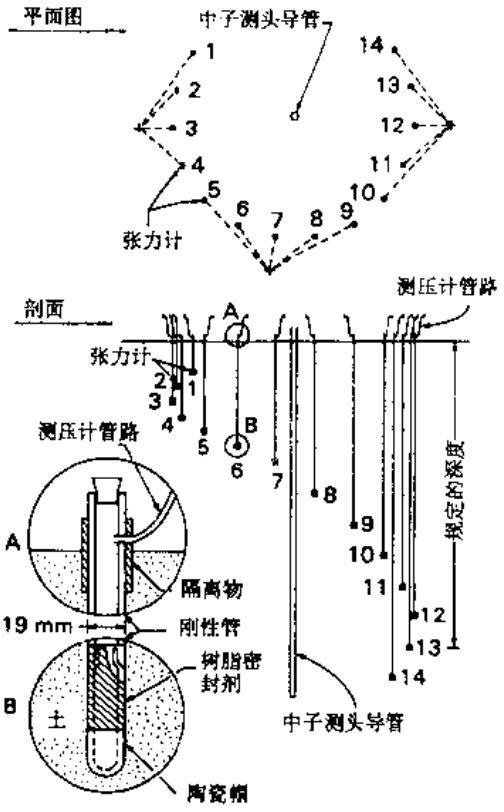


图6.9 现场瞬态剖面法的中子测头和张力计布置（引自 Wilson，1971）

原位瞬态剖面法计算

渗透系数 k_w 的计算步骤与室内瞬态剖面法相同。不同深度处的负孔隙水压力头对每一延时点绘成曲线，如图6.10（a）所示。孔隙水压力头 h_p 加上重力头 h_g 给出水头 h_w。当水流由地面向下时，选取地面作为计算重力头的基准面是合理的。重力头从地面开始是负的，如图6.10（b）中的虚线所示。每一深度处的孔隙水压力头和重力头用于给出不同时间的水头：

$$h_w = h_g + h_p \qquad (6.9)$$

式中

h_w——水头；

h_g——重力头；

h_p——孔隙水压力头。

在特定时间和特定深度内，水力梯度可从该深度水头剖面的坡度计算出来：

$$i_w = \frac{dh_w}{dz} \qquad (6.10)$$

式中

i_w——特定深度和特定时间内的水力梯度；

dh_w / dz——所考虑深度处水头剖面的坡度。

水的流速由不同深度和时间的体积含水量剖面得出，如图6.11所示。水流方向由地面向下。地面没有水流通过。于一特定时间在地面（$z = 0$）和地面下某一深度 z 之间水的总体积可以将体积含水量剖面积分的方法计算：

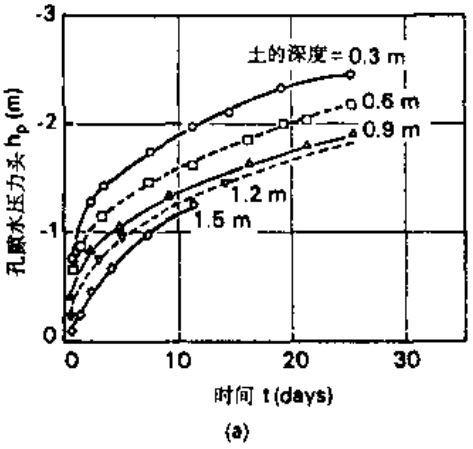
$$V_w = \int_0^z \theta_w(z) A dz \qquad (6.11)$$

式中

V_w——地面及深度 z 之间的土中水体积；

$\theta_w(z)$——体积含水量是深度 z 的函数；

A——试验区的断面面积。



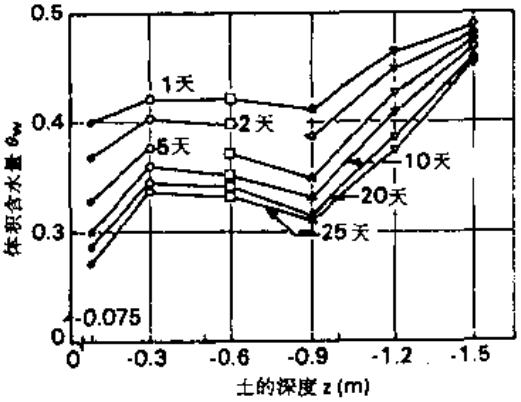


图 6.11　一个原位非稳态流试验过程中的体积含水量剖面（引自 Hillel 等，1972 修正）

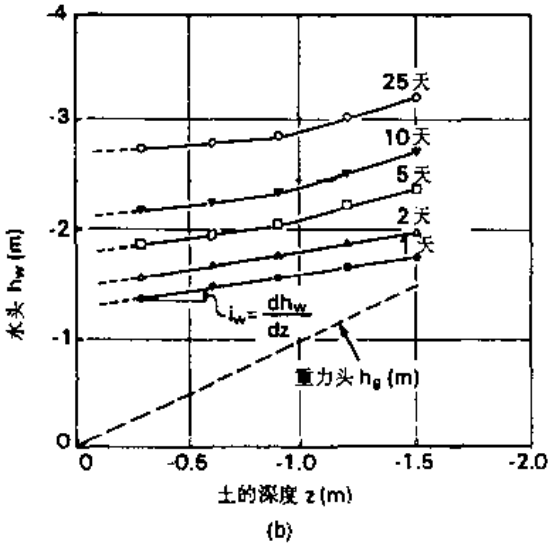


图 6.10　非稳态流过程中水头梯度的测定

（a）不同时间的孔隙水压力头；（b）不同时间的水头剖面（引自 Hillel 等，1972）

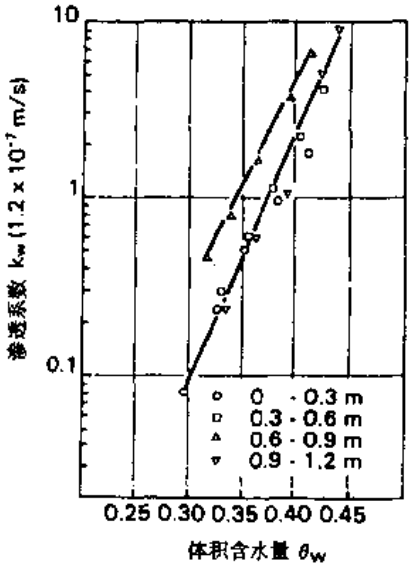


图 6.12　用现场瞬态剖面法量测的非饱和渗透系数（引自 Hillel 等，1972）

在一定时间间隔内，通过某一深度处的水体积等于该时间内地面与所研究深度之间区域内的体积含水量变化。该深度处的流速 v_w 按式（6.7）计算。相应于平均水力梯度的流速在两相邻时间内计算出来。渗透系数是流速 v_w 与平均水力梯度 i_{ave} 的比值，如式（6.8）。计算的渗透系数 k_w 也可以与含水量或基质吸力联系起来。

根据不同深度和时间可以计算渗透系数。图 6.12 示出渗透系数值与体积含水量的关系。试验是用瞬态剖面法进行的。

在非稳态流过程中式（6.10）中水头梯度等于1是一种特殊情况。对于均匀、且不存在浅层地下水位的深层浸湿土剖面，经常发生这种情况（Klute，1972）。水头梯度等于1表示孔隙水压力头梯度可忽略不计，仅重力头梯度起作用。这时，渗透系数等于流速。

原位瞬态试验法的优点是需要的设备相对比较简单。在水平方向有在明显水流时，这一方法就不适用。产生水平水流的原因可能是有排水不良地层或强透水层的存在。在基质吸力超过50 kPa左右时，由于排水过程太慢，所以这一方法也不适用。

6.1.2 计算透水性系数的间接方法

非饱和土透水性系数的直接量测常常是难以进行的。根据土孔隙大小分布，并从理论上预测渗透系数，这就是通常所谓的渗透性间接测定法。

间接方法可以用基质吸力与饱和度关系曲线或土-水特征曲线进行。这些曲线都在第5章作过阐述。从基质吸力与饱和度关系曲线预测渗透系数也曾在第5章讨论过。进一步的细节可参考Brooks和Corey（1964，1966）。

下面的讨论涉及用土-水特征曲线预测渗透系数。首先列举确定土-水特征曲线所用的设备，随之讨论计算渗透系数的分析技术。

常用于量测土-水特征曲线的设备有两种商品，即Tempe压力盒和体积压力板仪[●]。这两种设备的操作原理与压力板设备相同（见第3章和ASTM D2325-68（1974））。

将土试件置于压力室内的高进气板上，压力室内的空气压力可加高到大气压力以上的一个预先规定的值（即在压力表零压以上）。作用于土上的气压力使孔隙水排出。在平衡时土的含水量就相应于某一基质吸力。土的基质吸力等于压力室内压力表气压力的值，因为孔隙水压力仍保持在大气压状态。

Tempe仪及其试验过程

Tempe仪的装配如图6.13所示，其断面见图6.14。土试件置于Tempe仪护筒内的高进气值陶瓷板上。高进气值陶瓷板下的底板上设有一排水管，供土试件排水之用。通过顶板上的进气管施加气压力。顶板和底板在试验过程紧密连接在一起。

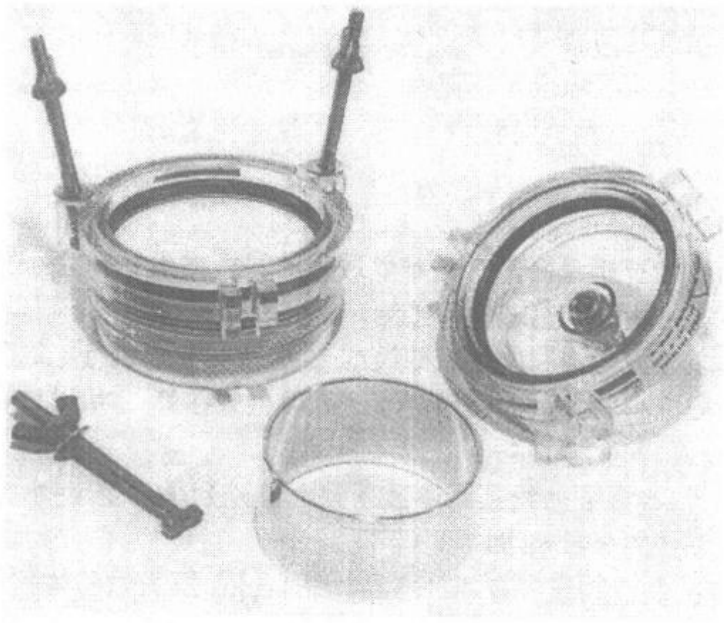
试验从使高进气值陶瓷板饱和开始。通常土试件也是在试验开始时被饱和的。在试件饱和后，从仪器中排除多余的水。然后将顶板安装好并上紧，并在试件上施加气压力。设定气压力等于所需的基质吸力值。

一旦施加气压力，试件就通过高进气值陶瓷板排水，直至达到平衡。土中的基质吸力就等于施加的气压力。达到平衡所需的时间取决于试件的厚度的渗透性，以及高进气值陶瓷板的渗透性。在达到平衡后，量称试件和仪器的重量，以便测定其含水量变化。

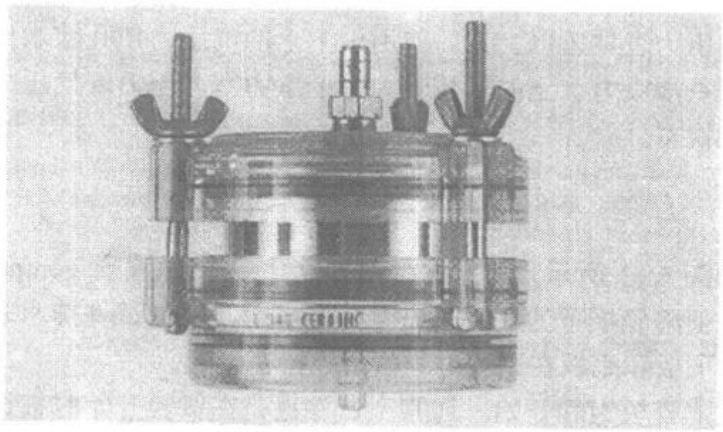
然后，在施加更高气压力（即更高基质吸力）下，重复这一步骤。Tempe仪一般适用于基质吸力高达100 kPa的情况。对每一级施加的压力达到平衡后都要量称带土试件的仪器重量。当施加了最高基质吸力后，仪器中的气压力当即释放，并将土试件取出。将土试件放在烘箱内烘干，测定相应于最高基质吸力下的含水量。利用这一含水量和前已测定的重量变化，反算相应于其他吸力值的含水量。然后绘制基质吸力与含水量关系图，从而给出土-水特征曲

● 这两种设备都是土壤水份仪器公司制造的，这家公司在美国加利福尼亚洲的Santa Barbara。

线。



(a)



(b)

图 6.13　Tempe 仪装配图　（a）Tempe 仪拆卸后的部件；（b）组装好的 Tempe 仪（引自 Soilmoisture Equipment Corporation，1985）

体积压力板仪仪器设备及其试验过程

图 6.15 示出一套体积压力板仪的装配。仪器可以达到的最大基质吸力是 200 kPa 。这一仪器设备可用于在干燥和浸湿过程中研究土-水特征曲线的滞后。为了这一目的，需要一些滞后的附件，如图 6.16 所示。

滞后附件为土试件的进出水流提供更精确的体积量测，它由加热块、蒸汽饱和器、空气收集器、平衡管及量管所组成。加热块安装在顶板上，以防止提取器内壁上水的冷凝。它使提取器壁的温度保持略高于土试件。水在壁上的冷凝将对含水量测定带来误差，特别是对长期试验。蒸汽饱和器用于使流入容积压力板仪内的空气完全饱和。土试件周围的饱和空气可

以防止土因蒸发而干燥。

空气收集器用于收集可能通过高进气值陶瓷板扩散的空气。水平标志设置在空气收集器的管路上，作为量测水体积的参考点。平衡管作为大气条件下水进出土试件的水平储存器。在平衡管上的水平标志也是用作参考点的。量管用于储水或供水。在平衡过程中，量管中水体积变化等于土试件中的水体积变化。

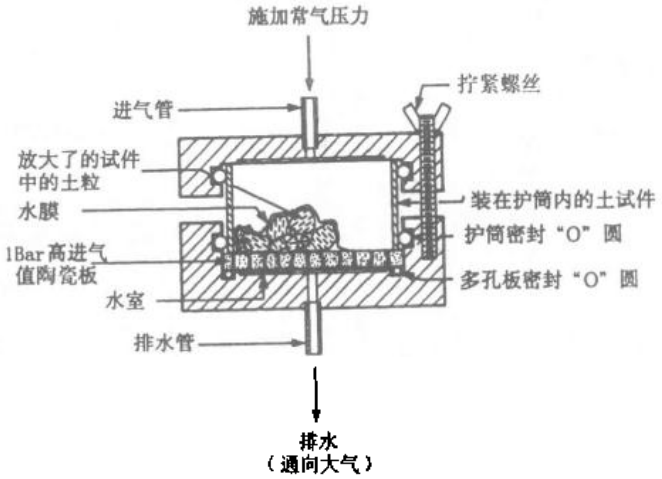
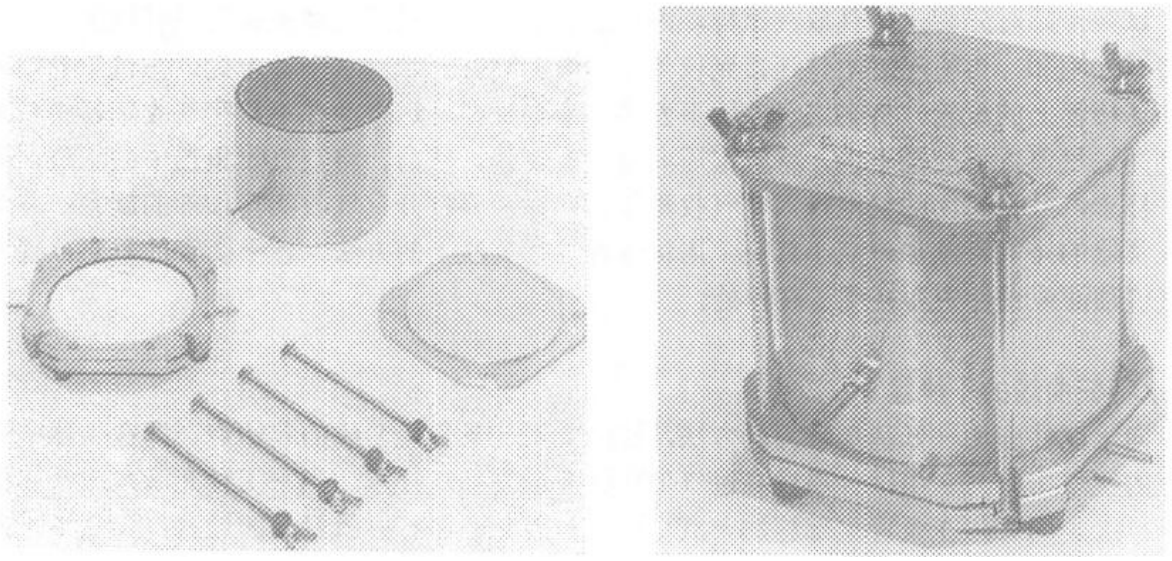


图 6.14 Tempe 仪的断面（引自 Soilmoisture Equipment Corporation， 1985）



(a) (b)

图 6.15 一套体积压力板仪的装配 （a）拆卸开的部件；（b）装配好的仪器（引自 Soilmoisture Equipment Corporation， 1985）

在使用体积压力板仪时，可以用同一土试件进行干燥和浸湿过程。在干燥过程中，基质吸力增加，且孔隙水由试件排入平衡管。在浸湿过程中，基质吸力减小，平衡管中的水被试件吸收。首先量测土-水特征曲线的干燥段，随后测定浸湿段。在第一个循环之后，干燥和湿

润曲线还可以进一步重复量测。

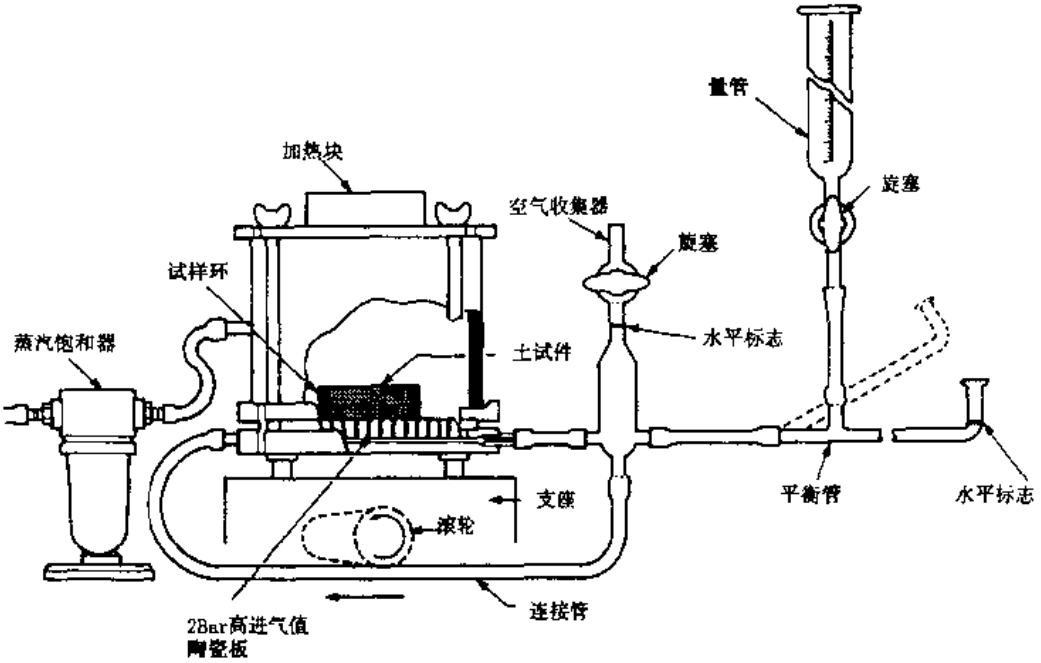


图 6.16　带有滞后附件的体积压力板仪布置（引自 Soilmoisture Equipment Corporation，1985）

体积压力板仪的试验过程

试验开始时先将土试件放在试样环内，然后将它放在已经饱和的高进气值板的顶上。首先将试件饱和，再将滞后附件连接到仪器上，滞后附件充水到水平标志处。在试验开始前要转动连接管上的滚轮，将高进气值板下面的气泡冲洗掉。这个动作是从空气收集器中将水泵送到高进气值板下的槽子内，将气泡压向空气收集器。然后，将空气收集器中的水位调整到水平标志，且将封闭的气泡排入空气收集器。同时，要打开空气收集器顶部的旋塞，并对空气收集器的排气管施加一点小真空。用将仪器放在支座上的方法，使平衡管的垂直位置与高进气值顶面或试件中心在同一高程处。

土-水特征曲线的干燥段

向土试件施加一低基质吸力的方法，以确立第一条干燥曲线的起始点（即在仪器中升高一点的空气压力）。由试件通过高进气值陶瓷板向平衡管排水。当平衡管充满水时，它就向量管排水。同时，在量管顶部施加一点小真空，并小心地打开量管上的旋塞，当达到平衡时试件停止排水。

利用上述的抽水方法，将高进气板下槽子中的扩散空气排除。试验过程中，空气通过孔隙水和高进气值陶瓷板中的水扩散，并从高进气值陶瓷板下的槽子内从溶液中逸出（详见第6.3节）。在达到平衡的每一时间都应排除扩散空气。这将使由试件排出的水得到更精确的量测。同时，扩散空气积聚在高进气板下面，也将阻碍土试件在浸湿过程中的吸水。

上述步骤在基质吸力逐步增加下重复进行（即在仪器中递增空气压力），直到绘出全部干燥曲线。应对平衡管采取措施，使其容纳试件在逐渐递增的基质吸力下，进一步排水。两

个相继的平衡压力下，读得量管中水体积变化提供土含水量计算所必需的资料。

土-水特征曲线的浸湿段

在完成干燥过程后，试验继续沿浸湿过程进行。用减小仪器中气压的方法减小基质吸力。降低空气压力导致水由平衡管流回土试件。流回所需的水体积可能超过平衡管中的水体积。这时，应打开量管的旋塞向平衡管加水。待由平衡管向试件的水流停止时就达到平衡。在平衡之后，将空气收集器和平衡管中的水位重新调整到其水平标志，并读取量管读数作为计算水体积变化之用。在递减的基质吸力下，重复以上步骤，直到获得预期的浸湿曲线范围。如有需要，还可进行下一个干湿循环。

在试验终了时，量测相应于最终基质吸力值的最终试件含水量。最终含水量和相继两作用压力间的水体积变化，可用于计算相应于每一基质吸力的含水量。干湿过程中基质吸力与含水量的典型情节示于图 6.17 。该情节示出干湿曲线间的滞后效应。

体积压力板仪也曾用于量测非饱和土中的渗透系数，用的是 Klute （ 1965b ）所介绍的排水法。

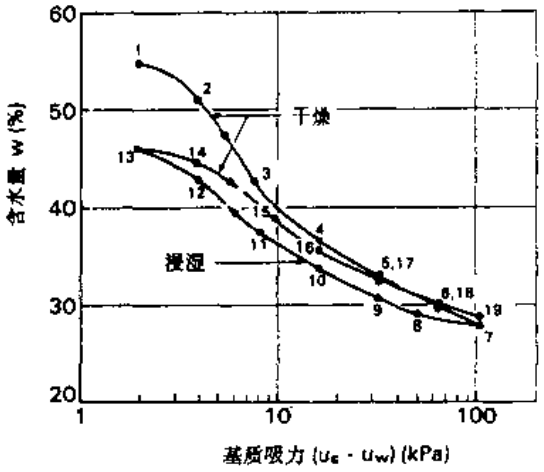


图 6.17 Aiken 粘壤土干湿过程中土-水特征曲线（引自 Richard and Fireman， 1943 ）

用土-水特征曲线计算 k_w

用 Tempe 仪或体积压力板仪得出的土-水特征曲线都可用于计算渗透系数函数〔即 $k_w(\theta_w)$〕。下述例子可用于阐明作为水渗透系数函数的含水量计算技术，即 k_w（θ_w）计算技术。

我们所考虑的土-水特征曲线示于图 6.18 。下面叙述由干燥曲线计算 $k_w(\theta_w)$。首先将干燥曲线按容积含水量分成“ m ”间段，如图 6.19 所示。这时，容积含水量的最大值和最小值分别为 0.388 和 0.102[●] 。图 6.19 表明，干燥曲线被分为 20 间段，并有 20 个中点。第一个容积含水量相应于饱和土〔即（ $u_a - u_w$ ）等于零〕。每一个容积含水量中点$(\theta_w)_i$，相应于一特定的基质吸力$(u_a - u_w)_i$。这些中点编号由点 1 （即 $i = 1$ ）到点 20 （即 $i =$ “ m ”）。

渗透系数函数 k_w（θ_w）是根据下式确定的（见第 5 章）：

$$k_w(\theta_w)_i = \frac{k_s}{k_{sc}} A_d \sum_{j=i}^{m} \left\{ (2j+1-2i)(u_a - u_w)_j^{-2} \right\}$$

$$i = 1，2，\cdots，m \qquad (6.12)$$

式中

$k_w(\theta_w)_i$——用相应于第 i 个间段的体积含水量$(\theta_w)_i$确定的水渗透系数（ m / s ）；

i——间段编号，随体积含水量的减小而增加。例如，当 $i = 1$ 时，表示第 1 个间

● 按图 6.19 应为 0.109——编注。

段，紧靠饱和体积含水量θ_s。当 $i = m$ 时，则表示最末一个间段，相应于实验土-水特征曲线上最低的体积含水量θ_r；

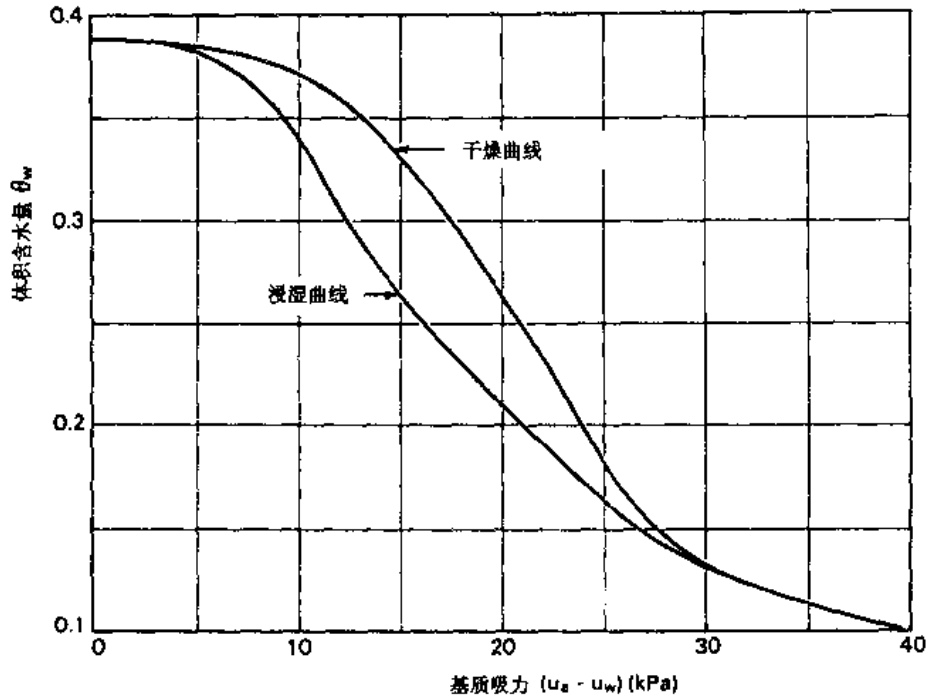


图 6.18　细砂（即尾矿）的土-水特征曲线（引自 Gonzalez 和 Adams， 1980 ）

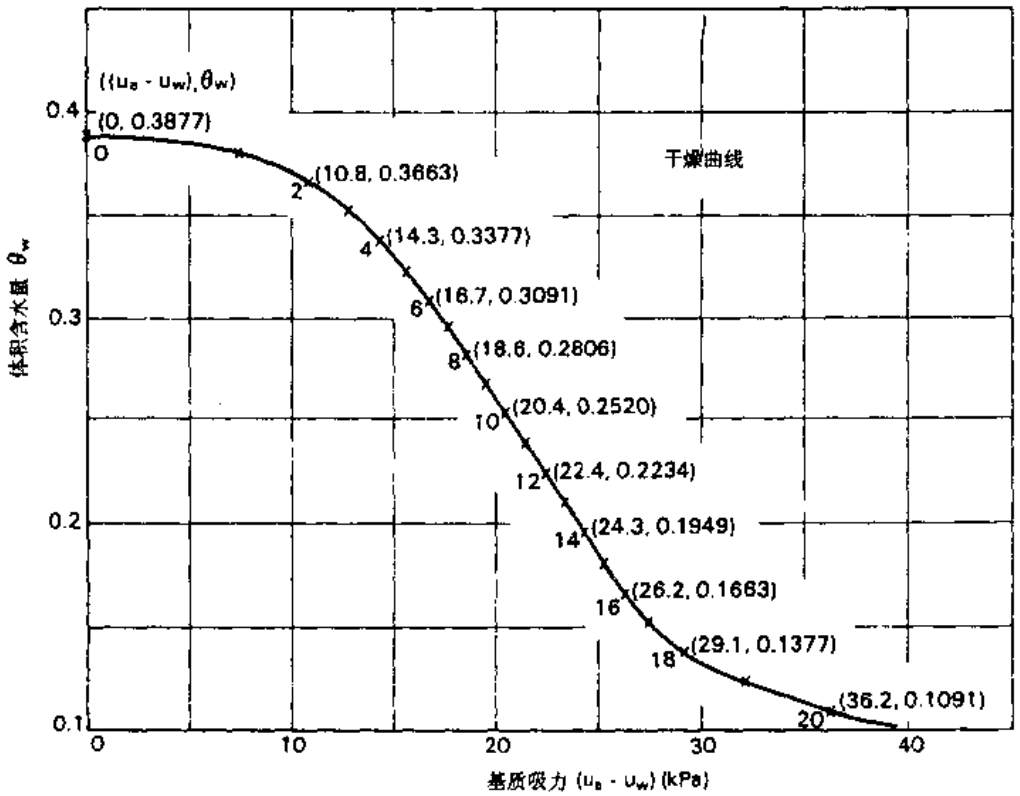


图 6.19　用土-水特征曲线确定渗透系数

j——从“ i ”到“ m ”的一个数；

m——在土-水特征曲线上，从饱和体积含水量θ_s到最低容积含水量θ_L的间段总数（即m等于20）；

k_s——实测饱和渗透系数（在此例中等于5.8×10^{-8}m / s）；

k_{sc}——饱和渗透系数（m / s）；

A_d——调整常数，等于$\frac{T_s^2\rho_w g}{2\mu_w}\frac{\theta_s^p}{N^2}$（$m\cdot s^{-1}$kPa）；

T_s——水的表面张力（kN / m）；

ρ_w——水的密度（kg / m^3）；

g——重力加速度（$N\cdot$s / m^2）；

μ_w——水的绝对粘滞度（$N\cdot$s / m）；

θ_s——饱和或吸力为零时的体积含水量；

p——考虑不同尺寸孔隙间相互影响的常数，其值可设定为2.0（Green和Corey，1971a和1971b）

N——饱和体积含水量θ_s和零体积含水量（即$\theta_w=0$）之间的总间段数；

$(u_a-u_w)_j$——相应于j间段的基质吸力（kPa）。

式（6.12）中的（$\sum_{j=i}^{m}\left\{(2j+1-2i)(u_a-u_w)^{-2}\right\}$）项表述渗透性函数的形状。$A_d$项是使用渗透系数函数的因素或尺度。但是，渗透系数值k_w是根据饱和渗透系数k_s用（k_s / k_{sc}）项予以修正的。所以，A_d的计算值将不影响k_w的最终值。在本例中，没有计算A_d项，但为了简化计算，假设$A_d=1$。

饱和渗透系数k_s是在试验室单独量测的。在本例中，其值为5.83×10^{-8}（m / s）（Gonzalez和Adams，1980）。k_{sc}值下式计算：

$$k_{sc}=A_d\sum_{j=i}^{m}\left\{(2j+1-2i)(u_a-u_w)_j^{-2}\right\}$$

$$i=0,\ 1,\ 2,\ \cdots,\ m \qquad (6.13)$$

将相应于干燥曲线上诸中点的基质吸力代入式（6.13），并假设$A_d=1$，得出k_{sc}值为0.93 m / s。k_{sc}值的计算中包含有饱和体积含水量θ_s，也就是包含了零点（即$i=0$）。k_s / k_{sc}的比值（等于6.28×10^{-8}）用于随后所有非饱和渗透系数的计算。

相应于某一特定中点$(\theta_w)_i$的渗透系数是根据式（6.12）计算的。采用的k_s / k_{sc}比值为6.28×10^{-8}，以及$A_d=1$。渗透性$k_w(\theta_w)_i$值是用诸中点的基质吸力值代入式（6.12）的方法计算的。沿干燥曲线，用40间段（即$m=40$），算得的渗透系数值列于表6.2。$k_w(\theta_w)_i$的计算和实测值的对比示于图6.20。实测渗透性$k_w(\theta_w)_i$值是用稳态方法由试验室试验得出的（Gonzalez和Adams，1980）。对于浸湿曲线，渗透性$k_w(\theta_w)_i$值也可以进行相似的计算。对干湿曲线，两者的计算都应按从低基质吸力到高基质吸力的程序进行。

6.2 透气性系数的测定

取得透气性系数k_a的方法有直接和间接两种。关于计算透气性系数的间接方法曾在第5章中阐述过。这一间接方法是基于基质吸力与饱和度关系曲线（Brooks和Corey，1964）。

透气性系数可用作为函数的有效饱和度 S_e 或基质吸力进行计算。本节提出用三轴渗透仪量测透气性系数的直接方法。

不同基质吸力下算得的渗透系数　　表 6.2

基质吸力 (u_a-u_w)（kPa）	渗透系数 $k_w(\theta_w)_i$（m / s）	基质吸力 (u_a-u_w)（kPa）	渗透系数 $k_w(\theta_w)_i$（m / s）
0.00	5.83×10^{-8}	21.42	9.44×10^{-9}
8.38	5.36×10^{-8}	21.80	8.36×10^{-9}
10.10	4.94×10^{-8}	22.22	7.35×10^{-9}
11.18	4.56×10^{-8}	22.62	6.42×10^{-9}
12.22	4.21×10^{-8}	23.10	5.57×10^{-9}
12.98	3.88×10^{-8}	23.52	4.79×10^{-9}
13.83	3.58×10^{-8}	23.90	4.08×10^{-9}
14.50	3.30×10^{-8}	24.34	3.43×10^{-9}
15.21	3.04×10^{-8}	24.59	2.85×10^{-9}
15.80	2.79×10^{-8}	25.30	2.33×10^{-9}
16.40	2.57×10^{-8}	25.83	1.87×10^{-9}
17.00	2.35×10^{-8}	26.40	1.47×10^{-9}
17.43	2.15×10^{-8}	27.10	1.13×10^{-9}
18.01	1.96×10^{-8}	27.79	8.34×10^{-10}
18.49	1.79×10^{-8}	28.61	5.90×10^{-10}
19.07	1.62×10^{-8}	29.68	3.93×10^{-10}
19.58	1.47×10^{-8}	31.02	2.41×10^{-10}
20.00	1.32×10^{-8}	32.78	1.30×10^{-10}
20.50	1.19×10^{-8}	34.80	5.49×10^{-11}
20.90	1.06×10^{-8}	37.78	1.31×10^{-11}

用直接测定透水性系数 k_w 的试验步骤也可用于测定透气性系数 k_a。原则上用改变土中基质吸力的方法在不同含水量下量测渗透性。改变孔隙气压力 u_a 或孔隙水压力 u_w 都可以导致基质吸力的改变。结果是土中水的体积也改变了。根据土的压缩性特征，土的总体积或孔隙比可能发生或不发生显著变化。土的体积-质量特性（即 S，e，或 w）的变化也会引起土的渗透系数的变化。

另一种渗透试验方法是基于改变净法向应力（$\sigma-u_a$）和基质吸力（u_a-u_w），以改变土的体积-质量特性。这种方法曾用于直接量测空气和水的渗透系数。在非饱和土因周围应力 σ 的增加而导致总体积的减小，甚至在没有排水的条件下也是如此。结果是其饱和度增加，而基质吸力却减小。这种变化同时也影响透水性系数 k_w 和透气性系数 k_a。

非饱和土的净法向应力可用单向固结仪（麻省理工学院，1963；Barden 等，1969）或三轴渗透仪（Matyas，1967；Barden 等，1969；Barden 和 Pavlakis，1971）予以改变。用固结仪进行渗透性量测时，有时可能在增加基质吸力时，土试样与固结仪环刀之间因密封失败而发生困难（Barden 和 Pavlakis，1971）。

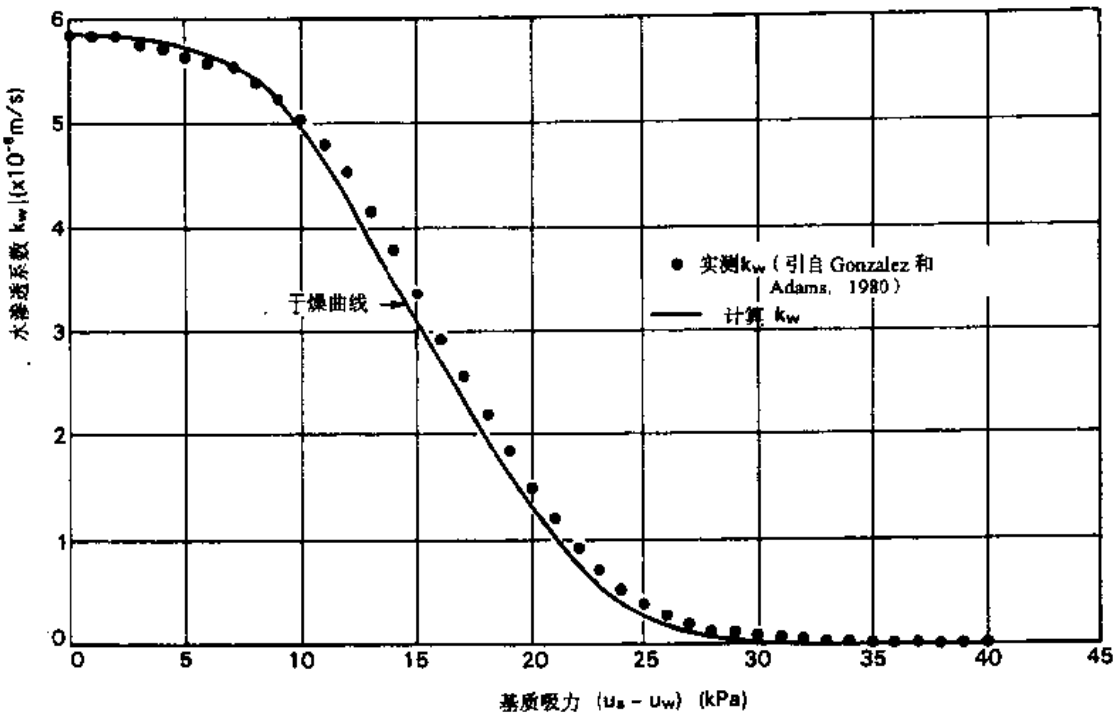


图 6.20 计算与实测渗透系数对比

量测透气性系数的三轴渗透仪

图 6.21 所示用于量测透气性系数的三轴渗透仪是 Matyas （ 1967 ）研制出来的。把土试件放在两块干燥的粗透水石之间。土试件承受一各向等压围压σ （即压力室压力）。一常气压作用于试件底部。由试件顶部流出的空气用具有气-油界面的刻度量管收集起来。空气流量是在大气压力条件下量测的，用调整 U 形管两腿，并使气油界面保持在试件中心高程，即可达到这一条件。

Sasumua 粘土的透气性系数用上述渗透仪在不同围压下进行了量测。在渗透性量测过程中，保持稳态的空气流动。

试件是在最优含水量 60.5%下击实制备的。高粘粒含量的 Sasumua 粘土在 AASHTO 标准下的击实曲线示于图 6.22 （ a ）。应用 Darcy 定律得出透气性系数值。试验成果绘于图 6.22 （ b ）上，是作为围压σ 的函数列出的，并发现透气性系数值随围压增高或基质吸力减小而减小。

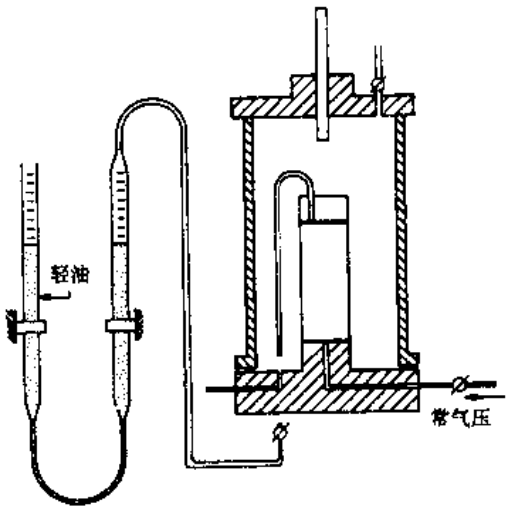
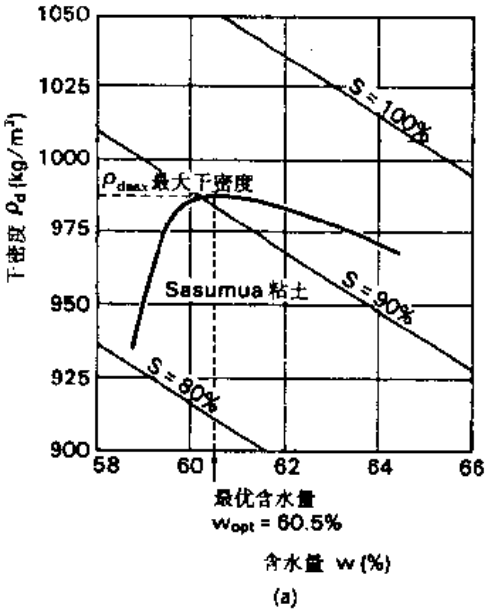


图 6.21 量测透气性系数用的三轴渗透仪
（引自 Matyas， 1967 ）

用于测定透气和透水性的三轴渗透仪

Barden 等人（ 1969 ）， Barden 和 Pavlakis （ 1971 ）研制的三轴渗透仪可用于同时测定土试件的透气性系数和透水性系数两者（图 6.23 ）。渗透仪的设计可容许单独控制总应力σ、孔隙气压力 u_a和孔隙水压力 u_w。通常向土试件施加各向等压围压σ，但非各向等压围压也可以施加。

在渗透试验开始前，将土试件的应力状态设定为预定值。在达到应力平衡状态之后，量测水和空气的渗透系数。向试件的水相和气相施加小的压力梯度，而不改变平均孔隙压力。然后在稳态流条件下量测引发的水和空气流量。对于不同应力状态条件（即（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$））， 可重复测定水渗透系数 k_w 和空气的渗透系数 k_a。所以在渗透性量测过程中，土的孔隙比 e 和饱和度 S 的变化也是有的。



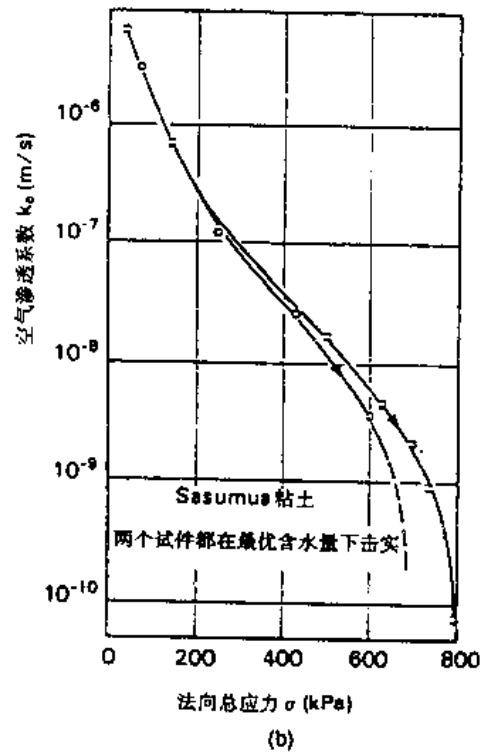


图 6.22　用三轴渗透仪得出的 Sasumua 粘土透气性系数（a） AASHTO 标准击实曲线；（b）实测透气性系数曲线（引自 Matyas， 1967）

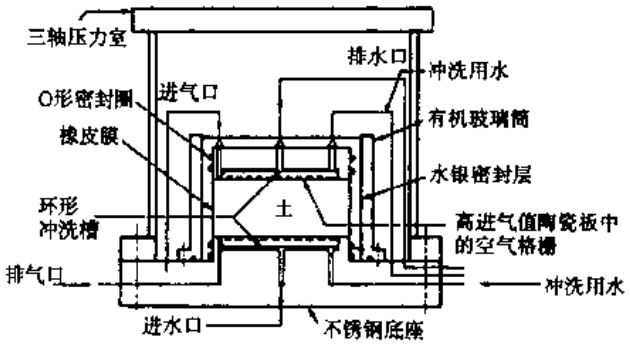


图 6.23　用于量测透气性系数和透水性系数的三轴渗透仪（引自 Barden 等， 1969b）

三轴渗透仪的优点是可以用同一个试件量测水和空气的渗透系数。土试件放在高进气板顶面和底面之间（图 6.23）。 Barden 和 Pavlakis （ 1971 ）用的是 Aerox Celloton Ⅵ陶瓷板，其进气值为 200 kPa 。在饱和状态下，其透水性系数为 2.3×10^{-3}m / s 。试验用土在饱和及非饱和状态下，透水性系数分别为 10^{-9}到 10^{-12} m / s 量级。重要的是，使用陶瓷板的渗透系数至少要比试验用土的渗透系数高 2 个量级。高渗透性陶瓷板可以克服水流阻滞的问题。

土试件包裹在橡皮膜内，而橡皮膜用 O 形密封圈扎紧在顶板和底板上。水流由试件底部流向顶部，而空气则由试件顶部流向底部。水和空气出入口的布置示于图 6.23 ，而图 6.24 则给出其细部构造。水流进出口直接连接到顶部和底部高进气板上。水必需流经这两块高进气板和土试件。定期冲洗掉通过高进气板扩散的气泡，可以保证水流的连续性。由于在顶板和底板上刻有螺旋形的槽，所以冲洗结构是合理的。

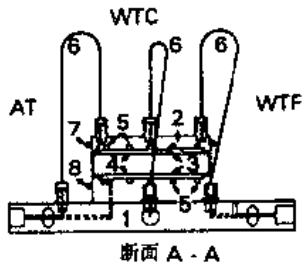
通过围绕在高进气板周边的圆形槽，可直接向试件供空气。这些圆形槽与陶瓷板表面的槽子网络相互连接起来。这可以使空气均布于土的表面。由于施加的气压力总是高于水压力，所以这些小槽内

的空气流动不会与水发生干扰。另一方面，由于土的吸力小于陶瓷板的进气值，所以空气也不会流过高进气板。这样布置可以保持水和空气的分开流动。

图 6.25 （a）示出水相管路的循环线路。常水压施加于试件的顶部和底部，并用压力计 M 量测。一个向上的小水压力梯度施加于试件，并用差动压力计 DM 量测。流入和流出的水流速率用一水平的、内径相等的玻璃毛细管 GCT 量测。管路内有一小气泡用作指示器。

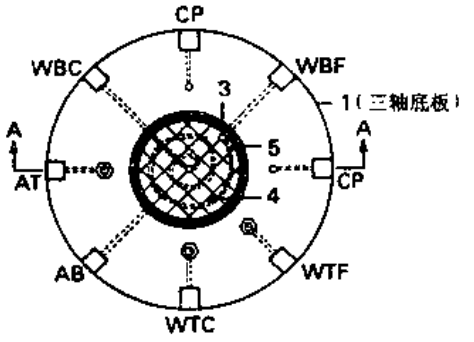
图 6.25 （b）示出气相管路的循环线路。用调整器 R 使气压力保持常数。通过阀门 A 和 B 向试件顶部和底部施加气压力，并用压力计 M 量测。

在调节器 R、阀门 A 和 B 之间设置冷凝室，以收集冷凝的水蒸气。冷凝室也可使供给试件的空气保持饱和状态。气压力也可与周围压力 σ 叠加起来，以保持净法向应力（$u_a - u_w$）为常数。也可以向土试件施加一小的气压力梯度，并用差动压力计 DM 量测。带有染色石腊油的水平玻璃管用于量测常水头渗透试验中的空气流量，如图 6.25 （b）所示。



1 三轴底板
2 顶板
3 高进气板
4 空气槽网络
5 螺旋形冲洗槽
6 聚乙稀管路
7 O形密封圈
8 土试件

(a)



WBC	水底部中心
WBF	水底部冲洗
AB	空气底部
WTC	水顶部中心
WTF	水顶部冲洗
AT	空气顶部
CP	压力室压力

(b)

图 6.24 三轴渗透仪中水流和气流进出口布置 （a）立视图；（b）顶视图（引自 Barden 和 Pavlakis，1971）

下面举例说明用三轴渗透仪取得的典型试验成果。用 Backwater 漂砾粘土进行了水和空气渗透性的测定（Barden 和 Pavlakis，1971）。在将大于砂粒大小的颗粒筛除以后，用标准 AASHTO 进行土的击实。击实试验结果示于图 6.26 。土试件直径 100 mm，厚度 25 mm，是在含水量 10.8 %（比最优含水量 12.2 %干一些）下击实的。在将试件放置到三轴渗透仪中以前，水的管路在 700 kPa 压力下排气，并冲洗几天。

安装好试件，用调整周围压力 σ 和空气压力的方法，在土试件中逐渐确定初始净法向应力（$\sigma - u_a$）。在平衡时，周围压力 σ 等于 160 kPa，而孔隙气压力 u_a 等于 125 kPa 。孔隙水压力 u_w 为正值（即 31 kPa），并可以用底板下的压力传感器量测。初始基质吸力（$u_a - u_w$）为 94 kPa 。

平衡之后，向水相和气相施加一小压力梯度，进行渗透试验，施加的压力梯度要使平均孔隙水压力值和平均孔隙气压力值保持常数，并分别为 31 kPa 和 125 kPa 。图 6.27 示出各相中压力梯度的一个例子。在建立稳态流动条件后，量测水和空气的流量。算得相应于（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）分别为 35 kPa 和 94 kPa 的应力状态下 Backwater 漂砾粘土的空气和水的渗透系数。

试验在较高周围压力值（$\sigma - u_a$）下重复进行。在升高压力室压力 σ 的同时，保持水相不排水条件和常孔隙气压力为 125 kPa 。每一压力室压力的增量会引起土试件的压缩。但是，不允许有水流，仅允许空气排出试件。在每一级净周围压力（$\sigma - u_a$）下达到平衡后，量测孔隙水压力，以得出新的基质吸力值。在每级递增的压力室压力下，可以量测出更高的孔隙

水压力值和更低的基质吸力值。然后，在建立每一新的应力状态后，重复进行渗透试验。

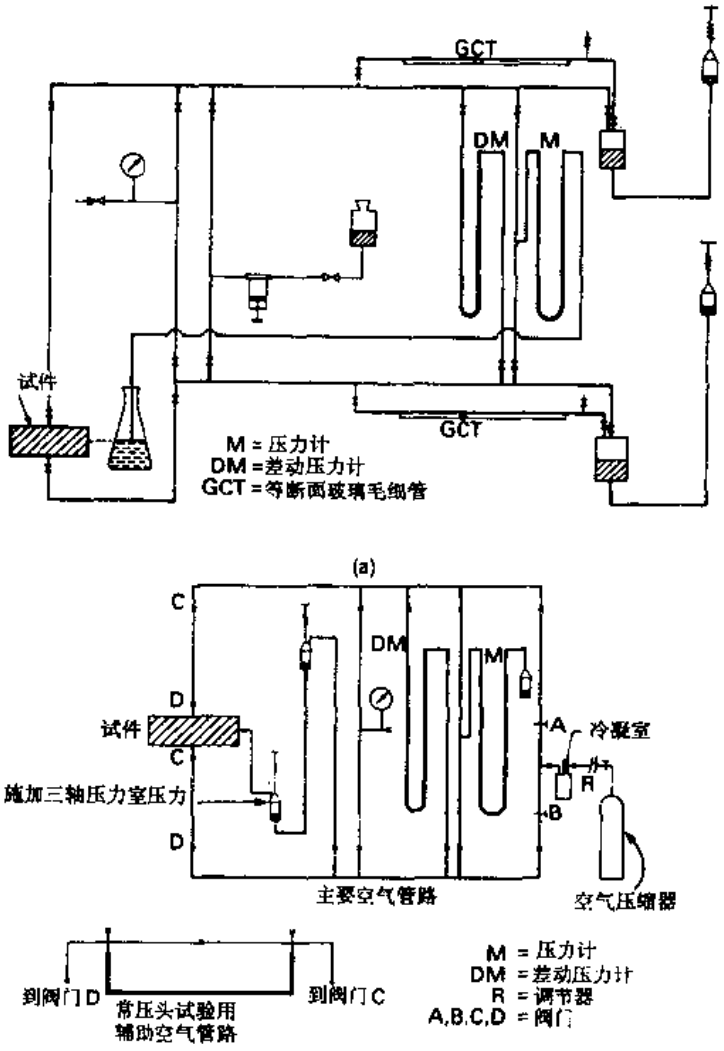


图 6.25　三轴渗透仪水和空气的循环管线（a）水循环管线；（b）空气循环管线（引自 Barden 和 Pavlakis，1971）

应该量测底板的扩散空气体积，以得到精确的水体积变化的量测数据（见第 6.3 节）。

Backwater 漂砾粘土的渗透试验是在净周围压力值（$\sigma - u_a$）从 35kPa 增加到 1000kPa，以及基质吸力值由 94kPa 减小到 14kPa 情况下进行的。图 6.28 示出几组空气和水的渗透性量测结果。结果表明，当土试件压缩和基质吸力减小时，透气性值减小，而水渗透系数值却增加。

6.3　扩散量测

非饱和土的试验室试验常常需要长的时间。这种长时间使空气有可能通过水而扩散。虽

然在土试件与量测系统之间设置了高进气板，以阻止自由空气通过，但空气会通过高进气板中的水而扩散（Bishop 和 Donald，1961）。扩散空气积聚在高进气板下面，将使不排水试验中的孔隙水压力量测，或排水试验中的水体积变化量测，带来一定误差。空气扩散是非饱和土试验中必需讲明的一个普通和重要的问题（Bishop，1969）。

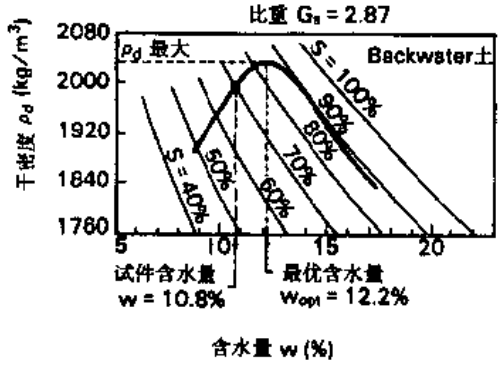


图 6.26 Backwater 漂砾粘土的击实试验成果（引自 Barden 和 Pavlakis，1971）

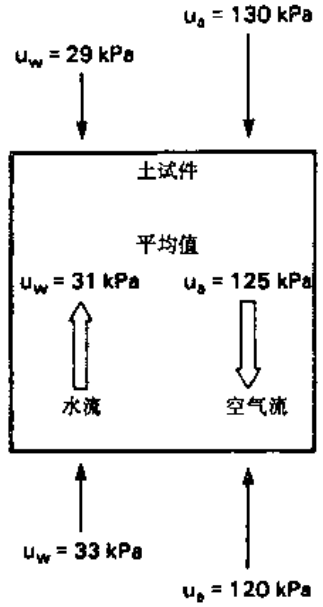


图 6.27 表示压力梯度布置的例子

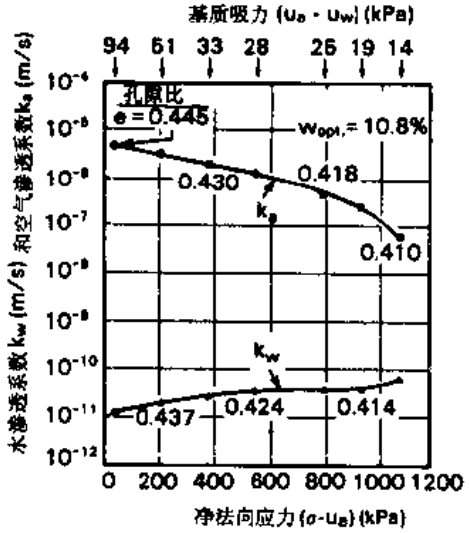
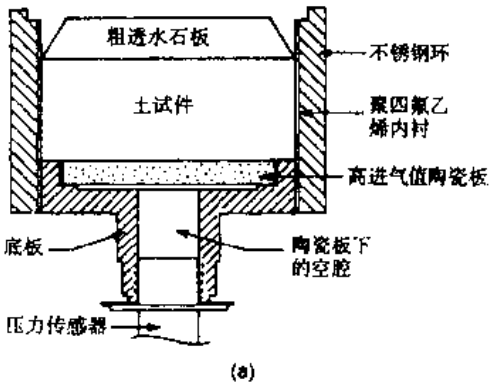


图 6.28 Backwater 漂砾粘土用三轴渗透仪测得的水和空气的渗透系数（引自 Barden 和 Pavlakis，1971）

6.3.1 空气通过高进气值陶瓷板扩散的机理

在量测孔隙水压力的不排水抗剪强度试验中，水相是与外界隔绝的。但是，空气可通过高进气值陶瓷板扩散，并在高进气值陶瓷板下的空腔内从溶液中逸出，如图 6.29（a）所示。扩散的空气取代空腔内的水〔图 6.29（b）〕，而水被迫向上通过高进气值陶瓷板回到土试件中。水压力由其原始平衡值逐渐改变为施加的气压力。换句话说，土的基质吸力本应趋向于一常数值，但却连续降低。这一问题对基质吸力零位测定法是普遍的，如图 6.30 所示。实测的基质吸力增加到扩散空气的流动将水逼回土试件，直至使基质吸力降低为止。所以，空气扩散便成为这种量测技术的一种障碍。

非饱和土的排水抗剪强度试验和体积变化试验，是用控制孔隙水压力 u_w 和孔隙气压力 u_a 的方法进行的。量测的水体积变化是由流入或流出土试件的水，加上通过高进气值陶瓷板中的水而扩散的空气流量所组成的。所以，扩散空气体积应单独测量，并对量测的水体积变化加以校正。此外，高进气板下的扩散空气将阻止水的上升，而使土试样在试验过程中趋于膨胀或剪胀。



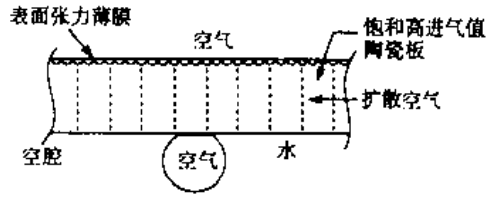


图 6.29　高进气值陶瓷板下空腔内的水为扩散空气所取代（a）表示高进气值陶瓷板下空腔的组装；（b）空气通过饱和高进气值陶瓷板扩散（引自 Fredlund，1975）

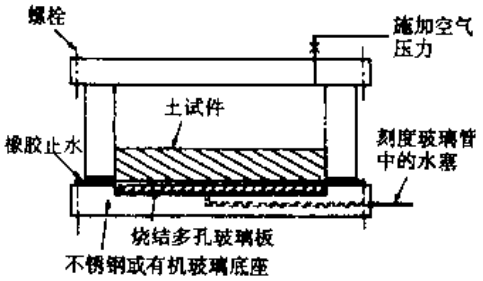


图 6.31　量测扩散系数用的仪器设备（引自 Barden 和 Sides，1967）

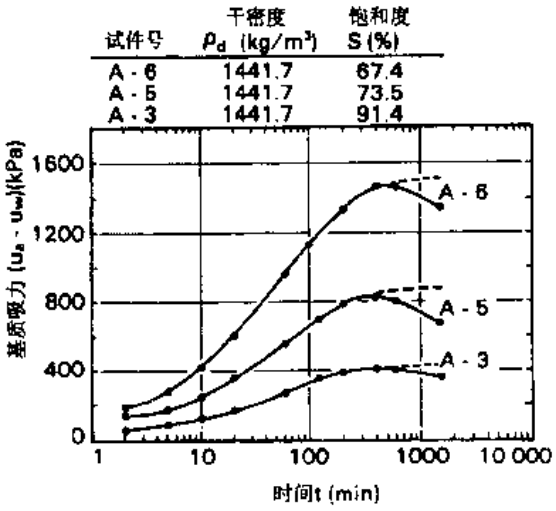


图 6.30　静力压实的 Regina 粘土中基质吸力的发展（引自 Pufahl，1970）

在某些情况下，在几天时间内通过高进气板扩散的空气体积可能超过土试件中水的总体积（Fredlund，1973）。对于超过一天的排水试验，如需了解含水量或饱和度的变化，则应考虑扩散空气的体积（Fredlund，1975）。

空气扩散所需的时间取决于高进气板的厚度，以及施加或量测的基质吸力。曾有力图从理论上判断扩散空气的体积，但是有许多因素影响到扩散速率，使理论判断不可靠。

6.3.2　扩散系数量测

通过单位面积介质（如土、水、橡皮膜等）扩散的空气流量等于其扩散系数 D 与空气浓度梯度的乘积。空气通过不同介质的扩散系数曾为 Barden 和 Sides（1967）所量测，所用的仪器设备示于图 6.31。一个 0.5 mm 厚的乳胶膜置于试件底部。扩散空气的体积是在大气压条件下，用一细的水平玻璃管中 50 mm 的水塞量测的。

Barden 和 Sides（1967）用饱和及非饱和粘土进行试验。饱和试件制备方法是将干粉状粘土与蒸馏水混合起来，使含水量约为其液限的两倍。对混合物施加真空 4 h。然后，将混合物置放在扩散室内，在要求的压力下固结，再将试件削成所需的厚度。

非饱和试件是用击实法制备的，即用 AASHTO 标准击实功能之半，在比最优含水量高 5 %的含水量下制备的。这一方法是假设能得到封闭气相的试件。先把粘土与 4 %膨润土的混合物置于扩散室内固结，再将固结后混合物的中心部分挖出，从而形成一薄壁圆环，用于试件与筒壁间的止水。土试件就在这一圆环内压实。

向试件顶面施加不同气压力，而试件底面为大气压力。于是便形成一通过试件的压力梯度。每一级压力都保持常数，直至观测到稳态扩散空气流动条件为止。这一气压力再维持 48 h，并量测最终的流量。

通过高岭土扩散的空气流速 v_{fa} 与施加气压力的关系示于图 6.32。流速是将扩散空气体积流量除以土的孔隙面积算得的，而土的孔隙面积（即水和空气）是用土的断面面积乘以孔隙率算得的。

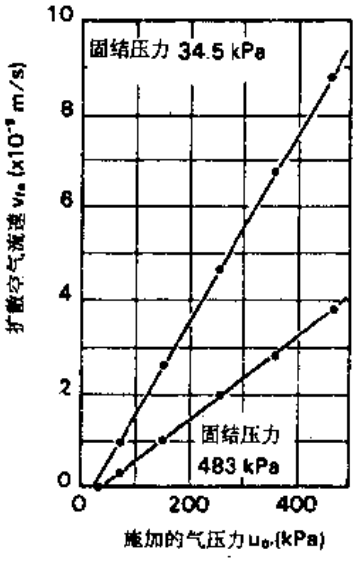


图 6.32 高岭土的空气扩散试验成果（引自 Barden 和 Sides，1967）

计算扩散性质的过程

计算空气通过土的扩散系数 D 时，可以认为是土试件与橡皮膜组成的一个层状系统，如图 6.33 所示。分析时，先按渗透性推导，然后再转换成扩散系数。用一当量系统替代原来的层状系统。一维流的连续性要求通过每层的流量相等。每一层水头变化之和应等于当量系统总水头变化：

$$\left(\frac{L_f + L_r}{k_{ca}}\right) v_f = \left(\frac{L_f}{k_{fa}} + \frac{L_r}{k_{ra}}\right) v_{fa} \qquad (6.14)$$

层状系统的当量渗透系数 k_{ca} 可以写成：

$$k_{ca} = \frac{L_f + L_r}{\left(\frac{L_f}{k_{fa}} + \frac{L_r}{k_{ra}}\right)} \qquad (6.15)$$

当量渗透系数 k_{ca} 与每层的渗透系数（即 k_{fa} 和 k_{ra}），以及每层的厚度（即 L_f 和 L_r）有关。土试件与橡皮膜系统的当量渗透系数 k_{ca} 也可以根据 Darcy 定律（见第 5 章）写出：

$$v_{fa} = -k_{ca}\left(\frac{\Delta h_{ca}}{L_f + L_r}\right) \qquad (6.16)$$

式中

v_{fa}——扩散空气的流量，在大气条件（即 101.3 kPa）下量测；

k_{ca}——土试件与橡皮膜系统的当量渗透系数；

Δh_{ca}——总气压变化，以通过系统的水头表示〔即 $\Delta h_{ca} = \Delta u_a / (\rho_{fa} g)$〕；

Δu_a——系统的气压变化（压力表压力或绝对压力），在上述情况下，$\Delta u_a = u_a$，因为在橡皮膜下为大气压；

ρ_{fa}——在绝对压力 101.3 kPa 下的空气密度，用于流量计算；

L_f，L_r——分别为土和橡皮膜的厚度。

把量测的扩散空气流量 v_{fa} 代入式（6.16），可算得当量渗透系数 k_{ca}。将由式（6.16）算得的 k_{ca} 值再代入式（6.15），便可给出空气通过土的渗透系数（即一种扩散型系数）。橡皮膜的渗透系数应单独量测。

空气通过土中孔隙水的扩散系数 D，可以像第 5 章所推导的那样，从渗透系数 k_{fa} 计算出来：

$$k_{fa} = Dh\frac{\rho_n g}{\overline{u}_n} \qquad (6.17)$$

式中

D——空气通过土中孔隙水的扩散系数；

h——空气在水中的体积溶解系数，通常取 0.02；

$\overline{u}_a$——量测扩散空气流量时施加的绝对常气压（即 101.3 kPa）。

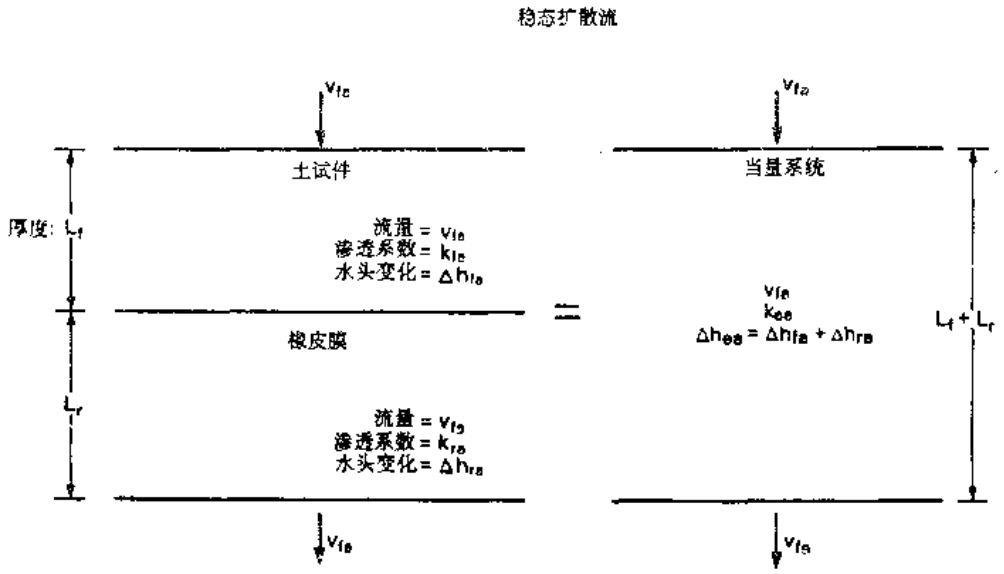


图 6.33　一层状系统的当量渗透性

空气通过各种土的扩散系数计算值，已在第 2 章列出。量测其他土中空气通过孔隙水的扩散系数有进一步研究的必要。

6.3.3　扩散空气体积指示器

有几种设备曾建议用于量测扩散空气的体积，以便对总水体积变化加以校正。其中的一种就是与体积压力板仪一起使用的空气收集器和滚轮（见第 6.1.2 节）。从量测到的水流入或流出量中，用收集到的扩散空气予以校正。这就是用于总水体积变化量测的扩散空气校正。

还有两种设备曾用于量测扩散空气体积，即气泡泵（Bishop 和 Donald，1961）和扩散空气体积指示器（DAVI），它是由倒置的量管组成的（Fredlund，1975）。

量测扩散空气体积的气泡泵

图 6.34 所示为连接到三轴压力室内高进气值板底下空腔的有机玻璃气泡泵。一倾斜的 U 形管内装有水银，用于使水通过底板循环，并收集扩散空气于一率定过的气泡收集器内。与此同时，摇晃 U 形管使底板上建立一压力差 1.0 kPa。这一动作约延续 30 s。

柔性的连接管、有机玻璃阀与橡胶软垫圈一起，使 U 形管中的水银在摇晃过程中一起起作用，即双向作用泵的活塞作用。扩散空气体积在一个 5 cm^3 气泡收集器中量测。

扩散空气体积指示器（DAVI）

Fredlund（1975）建议的扩散空气体积指示器与气泡泵不同之处在于其构造相对较简单，并能在较大的反压力下运行。在底板间可以建立起 7 ～ 70 kPa 的不同压力梯度。图 6.35 示出

其总布置，它可以连接到三轴仪或固结仪的底板上。

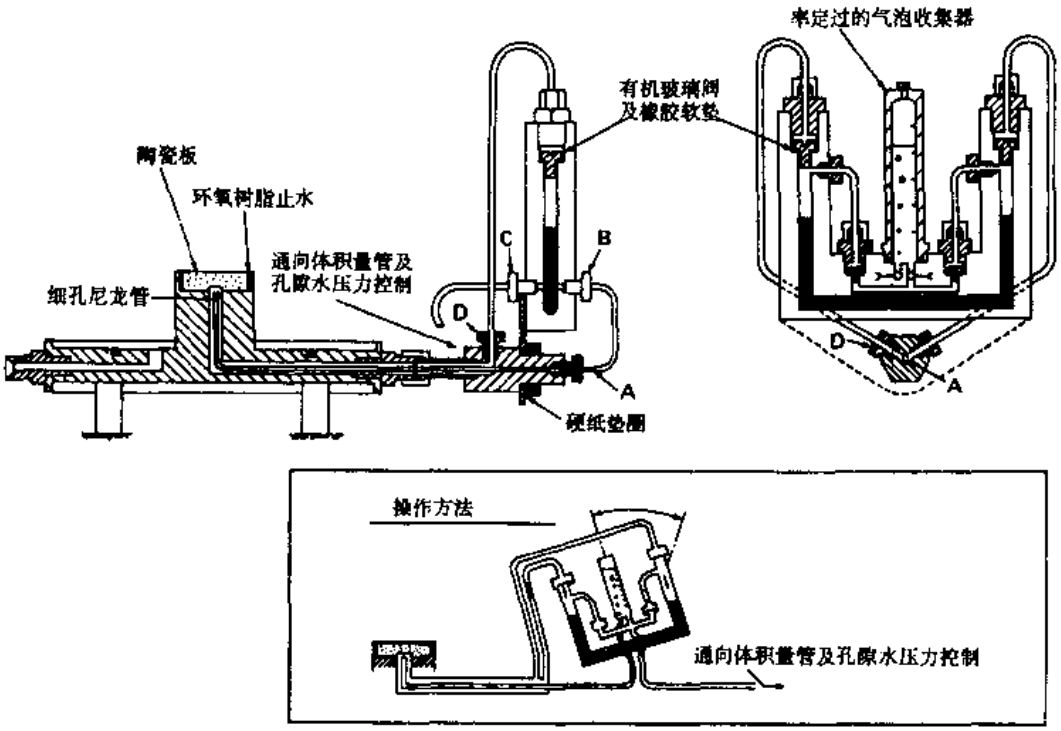


图 6.34 气泡泵和空气收集器（引自 Bishop 和 Donald， 1961）

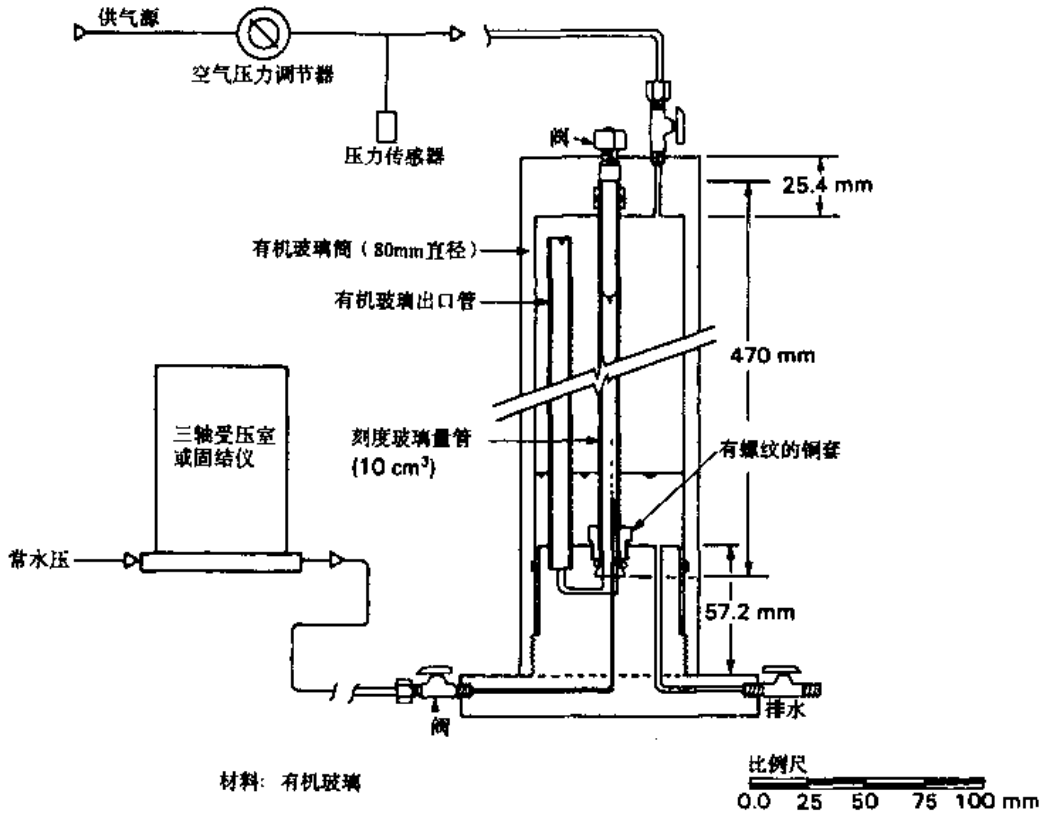


图 6.35 扩散空气体积指示器（引自 Fredlund， 1975）

扩散空气体积指示器由放在一个 80 mm 直径有机玻璃筒中的 10 cm^3 刻度量管和有机玻璃出口管所组成。在量管充满水时，打开量管顶部的阀门，而在指示器工作过程中保持关闭。在量管顶部放置了两个“O”圈，构成与有机玻璃筒的密封。量管底部对有机玻璃筒的密封是用一带螺纹的铜套压紧一“O”圈而实现的。出口管与量管连接而形成一“U”形管。在有机玻璃筒内施加一常气压 u_{ab}，以相对于陶瓷板下面的控制水压力而建立一压力梯度。

开始时量管充水至一任意水位。量筒内的水中要加入一种商品清洁剂“Fantastik”。这种物质具有低表面张力，可促进量管中气泡向上运动。

连接底板与扩散空气体积指示器的阀门仅在进行扩散空气量测时才打开。陶瓷板下面的水压力保持一常压 u_c。对有机玻璃筒内的空气可施加一反压力 u_{ab}（$u_{ab} < u_c$），以在底板两侧建立一最大达 70 kPa 的压力差。在底板中的水压力与扩散空气体积指示器中的气压力之间的压力差是将带有气泡的水由底板冲洗到量管中去的驱动力。压力差不应超过 70 kPa，以避免由于底板下水中溶解空气突然释出而引起的变化。

量测扩散空气体积的过程

量管内的初始水位读数 h_{a1}（见图 6.36），可以在有机玻璃筒内的空气压力为大气压力或施加的反压力（即在大气压力 u_{ab} 下）时读取。然后瞬间打开连接阀，在底板两侧施加一压力梯度。这样就将扩散空气冲洗入量管。冲洗出来的扩散空气取代量管中的水，而水由出口管流出。在扩散空气全部从底板中排出后，记录一新的水位读数 h_{a2}。

扩散空气体积的计算

底板中扩散空气体积 V_{fa} 被标志于水体积变化指示器上，好像是由土试件中排出的水一样。所以，量测到的土试件水体积变化必需作扩散空气体积变化的校正。

在高进气值板下扩散空气压力，假设等于底板空腔内的水压力 u_c。扩散空气的质量（M_{fa}）可表达如下：

$$M_{fa} = \frac{\omega_a}{RT}\overline{u}_{fa}V_{fa} \qquad (6.18)$$

式中

M_{fa}——扩散空气的质量；

ω_a——扩散空气的分子质量；

R——通用（克分子）气体常数；

T——绝对温度（即 $T = 273.16 + t^\circ$，而 t° = 摄氏温度）；

$\overline{u}_{fa}$——底板中扩散空气的绝对压力；（即 $\overline{u}_{fa} = \overline{u}_{atm} + u_c$）；

$\overline{u}_{atm}$——大气压力（即 101.3 kPa）；

u_c——底板中的水压力；

V_{fa}——底板中扩散空气的体积。

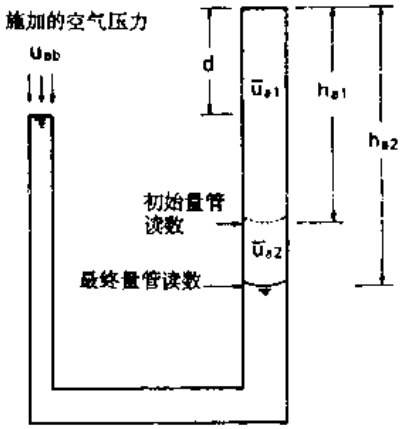


图 6.36　在绝热条件下扩散空气体积的计算

底板中扩散空气体积 V_{fa} 是将理想气体定律应用于扩散空气体积指示器中量测到的空气体积而计算出来的。考虑图 6.36 中所示扩散空气体积指示器中的初始和最终条件。在刻度管中空气的初始质量 M_{a1}，可以由其绝对压力 $\overline{u}_{a1}$ 及其体积 V_{a1} 计算出来：

$$M_{a1} = \frac{\omega_a}{RT}\bar{u}_{a1}V_{a1} \tag{6.19}$$

式中

M_{a1}——刻度管中空气的初始质量；

$\bar{u}_{a1}$——刻度管中绝对初始空气压力（即 $\bar{u}_{atm} + u_{ab} + (h_{a1} - d)\rho_w g$）；

u_{ab}——有机玻璃筒中施加的压力表气压力；

h_{a1}——刻度管中水位的初始读数；

d——刻度管及出口管间的高差；

V_{a1}——刻度管中空气的初始体积（即 $h_{a1}A$）；

A——刻度管的断面积。

同样，刻度管中空气的最终质量可表达如下：

$$M_{a2} = \frac{\omega_a}{RT}\bar{u}_{a2}V_{a2} \tag{6.20}$$

式中

M_{a2}——刻度管中空气的最终质量；

$\bar{u}_{a2}$——刻度管中绝对最终空气压力（即 $\bar{u}_{atm} + u_{ab} + (h_{a2} - d)\rho_w g$）；

h_{a2}——刻度管中水位的最终读数；

V_{a2}——刻度管中空气的最终体积（即 $h_{a2}A$）。

当刻度管的初始和最终读数是在大气压下取得时，式（6.19）和（6.20）中的 u_{ab} 等于零。刻度管中空气的初始和最终质量间的差值（即 $M_{a2} - M_{a1}$）即为从底板中排出的扩散空气量 M_{fa}。用于计算绝热条件下扩散空气体积 V_{fa} 的相应数学关系式如下：

$$\bar{u}_{a2}V_{a2} - \bar{u}_{a1}V_{a1} = \bar{u}_{fa}V_{fa} \tag{6.21}$$

由式（6.21）解出扩散空气体积为：

$$V_{fa} = \frac{\bar{u}_{a2}V_{a2} - \bar{u}_{a1}V_{a1}}{\bar{u}_{fa}} \tag{6.22}$$

在同一施加的空气压下读取刻度管中的初始和最终水位，也可以用于计算由底板中排出的扩散空气量 M_{fa}（Fredlund，1975）。例如，如刻度管的初始读数是在大气压下取得的，则在记录最终读数前需将有机玻璃筒中的空气降压到大气压力条件。扩散空气体积按下式计算：

$$V_{fa} = \frac{\bar{u}_{a1}(V_{a2} - V_{a1})}{\bar{u}_{fa}} \tag{6.23}$$

底板一般每天冲洗一次到两次。其间水体积变化读数的校正可以用扩散空气流量与时间关系按线性插值进行。假如扩散空气体积指示器与三轴仪或固结仪底板的温度相同，那么就不需要作温度校正。

扩散空气体积指示器的精度

曾用空气通过一饱和的高进气值陶瓷板扩散的方法，对扩散空气体积指示器的精度进行过试验。用某一空气压力施加于饱和陶瓷板的顶部，而饱和陶瓷板连接到水体积变化指示器。水体积读数随时间的变化指示高进气板下扩散空气的累积。因没有超过陶瓷板的进气值，故它仍保持饱和状态。

应用扩散空气体积指示器和连续使用水体积变化指示器，可以定时量测扩散空气体积。如扩散空气体积指示器运行正常，则两者的结果应基本相同。

图 6.37 将由水体积变化指示器和扩散空气体积指示器量测到的扩散空气体积加以比较。空气扩散试验是用一饱和的 15 bar 陶瓷板（即进气值为 1500 kPa ）进行的。在两天时间内，两者记录到基本相同的扩散空气体积。直线关系表明，通过高进气值板中水的空气扩散是稳态的。

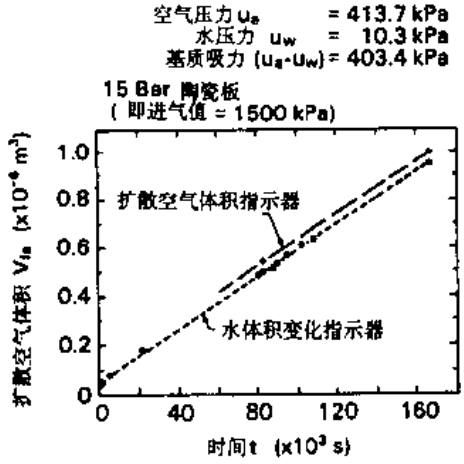


图 6.37　用水体积变化指示器和扩散空气体积指示器量测的空气通过饱和陶瓷板的稳态扩散（引自 Fredlund， 1973 ）

第 7 章　稳态流

工程师常常想知道水在多孔介质中的流向和流量。同时对由流动过程引起的孔隙压力变化也是很关注的。这些信息在预测水或空气的流动所引起的体积变化和抗剪强度变化是必需的。

第 5 章中列举了控制水流、空气流和空气通过水扩散等性状的驱动势能，以及流动定律。相对于每一流体相土的水力性质用渗透系数给出。这些特性对于将流动定律应用于工程问题是必要的。在第 6 章中，论述了取得渗透系数的各种常用方法。本章介绍将流动定律及相应渗透系数应用于分析各种实际渗流问题。分析是对绝热条件下的水流和空气流进行的。对空气通过水的扩散、空气溶解于水中及水蒸汽的移动等的影响并未给予考虑。

渗流问题通常分为稳态流和非稳态流的分析。对于稳态流分析，土体中任何一点的水头和渗透系数不随时间而变。对于非稳态流分析，水头（也可能渗透系数）随时间而变。这些变化通常反映出边界条件随时间的变化。本章中仅考虑稳态流分析。

不可压缩流体（如水）的流量用 q 来表示。流量等于流速 v 乘以断面积 A。另一方面，可压缩流体（如空气）的流量通常用质量来表达。控制渗流的偏微分方程用质量守恒推导。不可压缩流体稳态渗流的质量守恒支配某一单元的流入量必须等于其流出量。换句话说，在土体内任何一点的净流量必须为零。对于可压缩流体，在稳态渗流条件下，为满足质量守恒定律，故通过某一单元的净质量也必须为零。

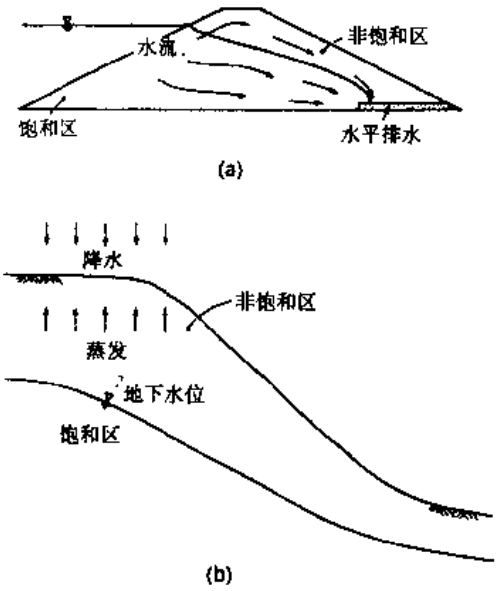


图 7.1　水流通过非饱和土的例子（a）土坝饱和及非饱和区的水流；（b）通过土坡边界的水流。

7.1　稳态水流

水通过土的缓慢运动通常称为渗流或渗透。对于边坡稳定、地下水污染控制和土坝设计，渗流分析可能是一项重要研究内容。渗流分析包括在渗流域内水流速度和方向，以及孔隙水压力分布的计算。

在常规渗流分析中主要考虑饱和区内水的流动。但是非饱和区内的水流引起工程师们越来越多的兴趣。例如，通过坝的渗流通常只考虑在经验性的计算渗流线以下区域内进行分析（Casagrande，1937）。最新研究表明，在饱和与非饱和区之间有连续的水流，如图 7.1（a）所示（Freeze，1971；Papagiannakis and Fredlund，1984）。另一个例子示于图 7.1（b），它表明一边坡中入渗与蒸发对浸润面的影响。沿着该界面的水流常量，通过边坡非饱和区可发展为稳态水流量。

通过非饱和土体的水流受到与饱和土中水流相同的定律所控制（即 Darcy 定律）。其主要区别是对饱和土假定透水系数为常数，而对于非饱和土则须假设为吸力、含水量或某些其他变量的函数。同时，孔隙水压力的压力表读数对饱和土一般为正值，而对非饱和土一般为负值。除了这些区别以外，流动偏微分方程的推导对两者是相同的。由非饱和状过渡到饱和状也是平稳的（Fredlund，1981）。

7.1.1　非饱和土渗透系数的空间变化

对于稳态渗流分析，土中每一点的渗透系数为一不随时间而变的常数。但是在非饱和土中渗透系数常常是各点互不相同的。饱和土中渗透性的空间变化可以归之于土颗粒的非均质分布。对于非饱和土，更可能的是考虑孔隙流体（即孔隙水）的非均质体积分布。这是渗透系数空间变化的主要原因。虽然土颗粒分布可能是均质的，孔隙流体的体积分布也可能由于基质吸力的空间变化而呈非均质的。具有高基质吸力（或低含水量）的点的渗透系数将低于具有低基质吸力的点。

渗透系数与基质吸力〔即 k_x（$u_a - u_w$）〕或体积含水量〔即 k_x（θ_w）〕间的某些函数关系曾在第5章中论述过。土中不同点的渗透系数是从渗透函数得到的。渗透系数的大小取决于基质吸力（或含水量）。此外，一点的渗透系数可能随方向而变化。这种状况就是各向异性。最大的渗透系数称为大渗透系数，最小渗透系数系垂直于最大渗透方向，并称为小渗透系数。

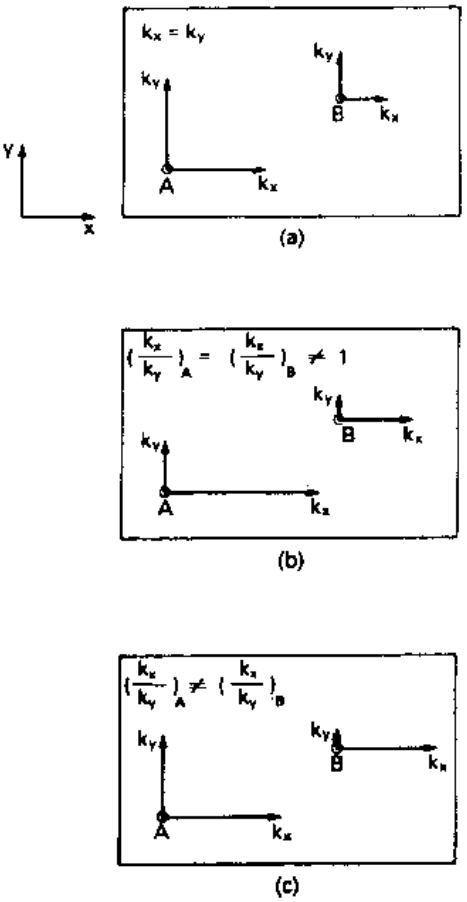


图 7.2　非饱和土中渗透系数的变化
（a）非均质、各向同性；（b）非均质、各向异性情况；（c）渗透性随空间而连续变化

非均质各向同性稳态渗流

非饱和土中的渗透性状况可以分为三类，如图 7.2 所示。这种分类是以渗透性变化模式为依据的。如土体内任何一点在 x 方向的渗透系数 k_x 等于其 y 方向的渗透系数 k_y（即 A 点 $k_x = k_y$，B 点 $k_x = k_y$），则这种土是非均质各向同性的，见图 7.2（a）。但是从 A 点到 B 点，其渗透系数的大小可能有变化，取决于土中的基质吸力。渗透系数随基质吸力的变化常常假设为服从一单值函数关系。

非均质各向异性的稳态渗流

图 7.2（b）表示非均质、各向异性的情况。这里，任何一点 x 方向的渗透系数 k_x 与 y 方向的渗透系数 k_y 的比值（即 k_x / k_y）为常数（即 A 点的 k_x / k_y 等于 B 点的 k_x / k_y，并等于不为 1 的常数）。渗透系数 k_x 及 k_y 的大小也可能在各处随基质吸力而变化，但是其比值假设仍为常数。各向异性条件也可以在任何两个相互垂直的方向上定向。大渗透系数在任何方向的一般情况在以下推导中将不予考虑。

第三种情况是渗透系数连续变化〔图 7.2（c）〕。渗透系数比值（k_x / k_y）在各点可以不是常数（即 A 点的 k_x / k_y 不等于 B 点的 k_x / k_y），且不同方向可能有不同的渗透函数。

下列稳态渗流的推导涉及非均质、各向同性及非均质、各向异性情况。渗透性在空间内连续变化的情况需要进一步研究，但在本书中不加讨论。所有稳态渗流分析都假设孔隙气压力达到一不变的平衡值。在平衡孔隙气压力为大气压的地方，渗透系数与基质吸力的函数 k_x（$u_a - u_w$），与渗透函数和孔隙水压力函数 k_x（$-u_w$），都具有相同的绝对值。

7.1.2 一维流

在多数情况下，水流有一主流向。考虑一种被覆盖的地表面，地下水位位于某一深度，如图 7.3 所示。此处表面覆盖物阻止任何由地面向下的垂直水流。

在相对于地下水位而言的静力平衡条件下，孔隙水压力是负值。负孔隙水压力头随深度呈线性分布（即线①）。其大小等于以地下水位为基准面而量测的重力头（即位置头）。换句话说，水头（即重力头加孔隙水压力头）在整个土剖面内均为零。这意味着水头变化、水力梯度也是一样等于零。所以在垂直方向没有水流（即 $q_{wy} = 0$）。

如覆盖物由地表移去，土表面暴露于环境中。环境变化可引起垂直方向的水流，同时改变负孔隙水压力头剖面。稳态蒸发将使孔隙水压力负得更多，如图 7.3 线②所示。由于重力头保持常数，水头变为负值。水头从地下水位处的零变到地面处的负得更多的值，呈非线性变化。所作的假设是地下水位保持在一不变的高程。水头剖面的非线性是由渗透系数的空间变化所致。水顺着水头降低的方向流动。换句话说，水从地下水位处向上流向地面。对于稳态蒸发，向上的水流常量记为正值。

因稳态入渗而引起向下的水流。负孔隙水压力从静力平衡条件增加。这种条件如图 7.3 线③所示。水头剖面从地面的某一正值开始，而在地下水位处变为零。所以对于稳态入渗，水以不变的负流量向下流动。

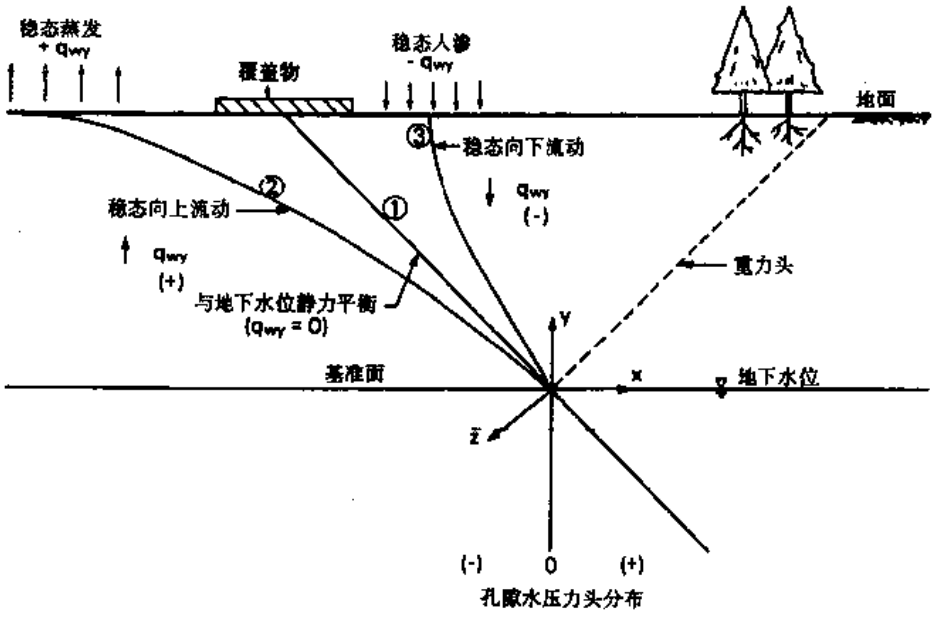


图 7.3 在负孔隙水压力区内的静力平衡及稳态流条件

上述一维流动情况涉及流量边界条件。稳定的蒸发率或入渗率可以用作地面处的边界条件。地下水位作为下部边界条件，给出固定的零孔隙水压力头。

如第 6 章所阐明的那样，在实验室内测定水的渗透系数稳态流的传统做法也是一种一维流的例子。但是在实验室渗透系数测定中，控制水头作为试件顶部和底部的边界条件，分析水头和流量边界条件的技术将在以下各节中加以阐述。

一维流的推导

考虑一非饱和土单元，在 y 方向有一维水流（图 7.4）。单元三维无穷小量 dx、dy、dz。流速 v_w 假设 y 方向向上的水流为正。在稳态条件下，连续性要求单元内水的流入量和流出量必须相等，即

$$\left(v_{wy}+\frac{dv_{wy}}{dy}dy\right)dxdz-v_{wy}dxdz=0 \tag{7.1}$$

式中

v_{wy}——y 方向上通过单位面积的水流速；

dx、dy、dz——分别为 x、y、z 方向的三维无穷小量。

净流量可写成如下形式：

$$\frac{dv_{wy}}{dy}dxdydz=0 \tag{7.2}$$

将 Darcy 定律代入以上方程得

$$\frac{d\left\{-k_{wy}(u_a-u_w)dh_w/dy\right\}}{dy}dxdydz=0 \tag{7.3}$$

式中

$k_{wy}(u_a-u_w)$——随 y 方向位置而变的、与基质吸力函数有关的水的渗透系数；

dh_w/dy——y 方向的水力梯度；

h_w——水头（即重力头加孔隙水压力头）。

式（7.3）可用于解在 y 方向通过土体的水头分布。由于基质吸力在各处是有变化的，渗透系数也有变化。但是对于以后的推导，为了简化起见将 $k_{wy}(u_a-u_w)$ 项写成 k_{wy}。将式（7.3）重写并考虑非零的三维无穷小量 dx，dy 及 dz，还给出下列非线性微分方程：

$$k_{wy}\frac{d^2h_w}{dy^2}+\frac{dk_{wy}}{dy}\frac{dh_w}{dy}=0 \tag{7.4}$$

式中

dk_{wy}/dy——y 方向随基质吸力变化而变化的透水性系数。

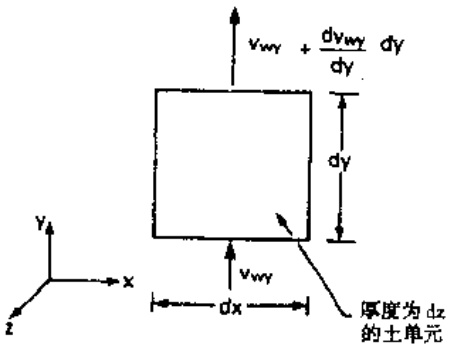


图 7.4　通过非饱和土单元的一维水流

式（7.4）的非线性是由其第二项引起的，它计及渗透性的空间变化。

当土变为饱和时，透水性系数 k_{wy} 可取为一单值的饱和渗透系数 k_s。如饱和土是非均质的（例如层状土），则渗透系数 k_s 仍将随位置而变。在饱和土中，非均质土颗粒的分布是引起渗透系数变化的主要因素。于是，流动方程可写成如下形式：

$$k_s\frac{d^2h_w}{dy^2}+\frac{dk_s}{dy}\frac{dh_w}{dy}=0 \tag{7.5}$$

式中

k_s——饱和渗透系数。

式（7.4）与（7.5）相比较显示相同形式。换句话说，非饱和土流动方程中的非线性与非均质饱和土所需的方程呈同一形式。在非饱和土中，渗透系数的变化是由于孔隙流体体积不均匀分布而导致不同的基质吸力值所致。

如饱和土是均质的，对整个土体，渗透系数是常数。将不等于零的常数之渗透系数代入式（7.5），得出一线性微分方程：

$$\frac{d^2h_w}{dy^2}=0 \tag{7.6}$$

对于 x 及 z 方向的一维渗流，也可以导出与式（7.6）相同的方程式。

一维渗流的解

通过均质饱和土中一维稳态流的微分方程（即式（7.6））可用两次积分的方法求解。其结果是一个 y 方向水头分布的线性方程：

$$h_w=C_1y+C_2 \tag{7.7}$$

式中

C_1、C_2——可以用特定边界条件确定的积分常数；

y——y 方向上的距离。

图 7.5 表示通过均质饱和土一维稳态流的情况。在土柱的顶部施加常水压力头，促使水向下流。水通过土柱的渗透系数假设为常数。位于土柱底部的水位被视为基准面。沿土柱的重力头分布是线性的，在土柱底部为 h_{g1}（例如 $h_{g1}=0$），在土柱顶部为 h_{gn}。水压力头分布也是线性的，在土柱底部为 h_{p1}（例如 $h_{p1}=0$），而在土柱顶部为 h_{pn}。这种分布可用于计算水头。

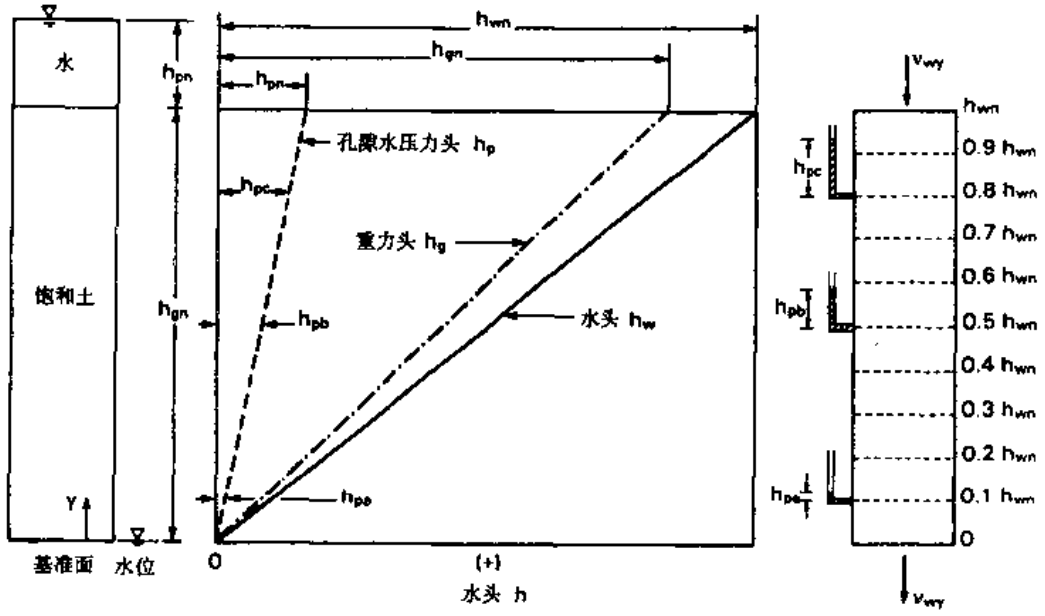


图 7.5 通过饱和均质土的一维稳态水流

在土柱顶部和底部的水头构成这一课题的边界条件：

在 $y=0.0$ 处（底部）　$h_{w1}=0.0$

在 $y=h_{zn}$ 处（顶部）　$h_{wn}=h_{gn}+h_{pn}$　　（7.8）

式中

h_{w1}——土柱底部的水头；

h_{wn}——土柱顶部的水头；

h_{gn}——土柱顶部的重力头；

h_{pn}——土柱顶部的孔隙水压力头。

将式（7.8）中规定的边界条件代入式（7.7）得出积分常数 C_1 及 C_2：

$$C_1=1+\frac{h_{pn}}{h_{gn}}$$

$$C_2=0.0 \qquad (7.9)$$

水头分布可写成如下形式：

$$h_w=\left(1+\frac{h_{pn}}{h_{gn}}\right)y \qquad (7.10)$$

水头可视为随深度呈线性变化，在土柱顶部的值是 h_{wn}（即 $h_{gn}+h_{pn}$），而在土柱底部的值为零（图7.5）。如土柱沿深度分为10个间隔，每一间隔表示水头变化 0.1 h_{wn}。所以每一深度的等水头的点可以绘成水平线。这些线称为等势线。在稳态渗流条件下，孔隙水压力头 h_p 分布是线性的。水头与孔隙水压力头分布呈线性关系是由于渗透系数为常数的结果。

非饱和土的一维稳态流方程式〔即式（7.4）〕的解比饱和土的解更为复杂。数值解可以作为理论解的替代方案。有限差分法可用于表述非饱和土流动方程的解。

有限差分法

如图7.6所示，考虑到函数 h（y）随空间而变化的情况，渗流微分方程可写成有限差分形式。沿曲线各点的函数值可以用 Taylor 级数计算出来：

$$h_{i+1}=h_i+\Delta y\left(\frac{dh}{dy}\right)_i+\frac{\Delta y^2}{2!}\left(\frac{d^2h}{dy^2}\right)_i+\frac{\Delta y^3}{3!}\left(\frac{d^3h}{dy^3}\right)_i+\cdots \qquad (7.11)$$

$$h_{i-1}=h_i-\Delta y\left(\frac{dh}{dy}\right)_i+\frac{\Delta y^2}{2!}\left(\frac{d^2h}{dy^2}\right)_i-\frac{\Delta y^3}{3!}\left(\frac{d^3h}{dy^3}\right)_i+\cdots \qquad (7.12)$$

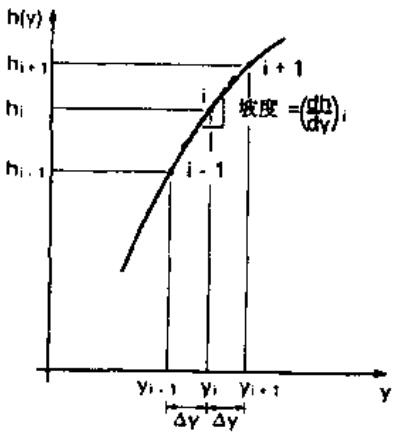


图7.6　函数 $h(y)$ 用有限差分形式表示

式中

$i-1$，i，$i+1$——间隔为增量 Δy 的相邻3点。

将式（7.12）代入式（7.11），并略去高阶导数，得到 i 点函数的一阶导数：

$$\left(\frac{dh}{dy}\right)_i=\frac{h_{i+1}-h_{i-1}}{2\Delta y} \qquad (7.13)$$

将式（7.11）和（7.12）相加，仍略去高阶导数，给出 i 点函数的二阶导数：

$$\left(\frac{d^2h}{dy^2}\right)_i=\frac{h_{i+1}+h_{i-1}-2h_i}{\Delta y^2} \qquad (7.14)$$

式（7.13）及（7.14）都叫做函数 h（y）在 i 点的一阶和二阶导数的中心差分逼近。这种逼近可用于解微分方程。用 x 方向的函数 h（x）可导出同样的逼近式。

迭代差分技术在解渗流方程中的应用将在以下各节阐述。一例专述水头边界条件的应用，而另一例则阐述流量边界条件的应用。

水头边界条件

非饱和土柱稳态蒸发示于图 7.7 。将张力计安装于地面附近以量测负孔隙水压力。当张力计读数随时间保持常数时，假设为一维稳态渗流。在土柱底部（即地下水位处）的孔隙水压力等于零。

沿土柱长度的水头分布由式（7.4）给出。这一方程可以用式（7.13）及（7.14）有限差分逼近求解。土柱长度首先划分为 n 个等距离节点，其间距为Δy（图 7.7）。中心差分逼近可用于导出式（7.4）中的水头和渗透系数。例如，式（7.4）可以写成在 i 点的有限差分形式：

$$k_{wy(i)}\left\{\frac{h_{w(i+1)}+h_{w(i-1)}-2h_{w(i)}}{(\Delta y)^2}\right\}+\left\{\frac{k_{wy(i+1)}-k_{wy(i-1)}}{2\Delta y}\right\}\left\{\frac{h_{w(i+1)}-h_{w(i-1)}}{2\Delta y}\right\}=0 \tag{7.15}$$

式中

$k_{wy(i)}$，$k_{wy(i-1)}$，$k_{wy(i+1)}$——分别为 y 方向上点（i），（$i-1$）及（$i+1$）水的渗透系数；

$h_{w(i)}$，$h_{w(i-1)}$，$h_{w(i+1)}$——分别为点（i），（$i-1$）及（$i+1$）的水头。

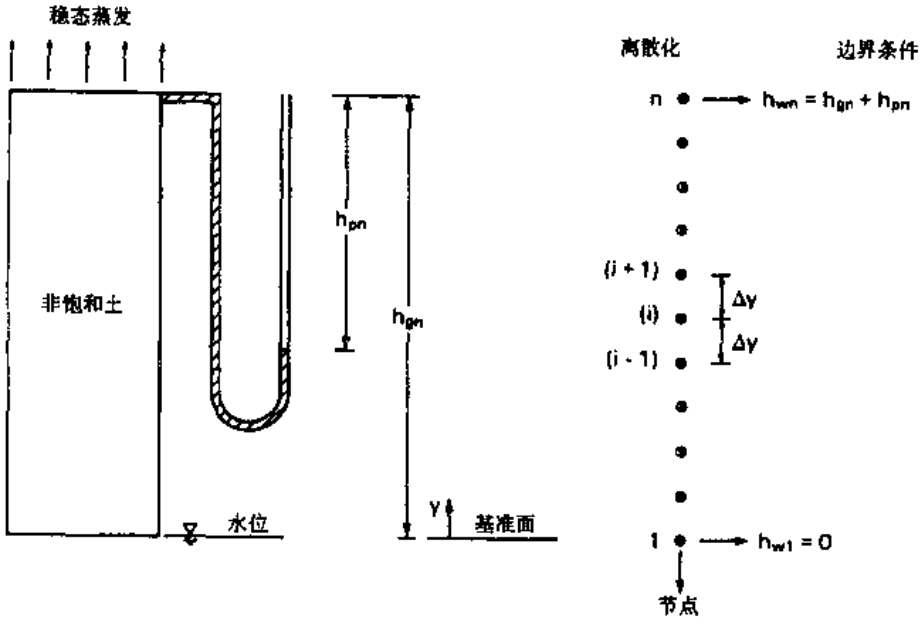


图 7.7 常水头边界条件下通过非饱和土的一维稳态渗流

假设增量Δy相等，那么式（7.15）可重新排列如下：

$$-\left\{8k_{wy(i)}\right\}h_{w(i)}+\left\{4k_{wy(i)}+k_{wy(i+1)}-k_{wy(i-1)}\right\}h_{w(i+1)}$$
$$+\left\{4k_{wy(i)}+k_{wy(i-1)}-k_{wy(i+1)}\right\}h_{w(i-1)}=0 \qquad (7.16)$$

在外部点（即点1和n）的水头即为边界条件。点1处的水头为零。点n相对于基准面的高程h_{gn}给出点n处的重力头。接近地面的张力计读数指示点n的负孔隙水压力头（即h_{pn}）。所以土柱顶部和底部的水头边界条件可以用如下数学式表达：

在$y=0.0$处（底部）　　$h_{w(1)}=0.0$

在$y=h_{gn}$处（顶部）　　$h_{w(n)}=h_{gn}+h_{pn}$　　(7.17)

可以写出（$n-2$）个内部点（即点2，3，…，（$n-1$））的有限差分渗流方程（即式（7.16））。结果，有（$n-2$）个方程式，就须同时求解出（$n-2$）个中间点的水头。在式（7.16）中示出的有限差分形式称为隐式。由于渗透系数k_{wy}是基质吸力的函数，它反过来与水头h_w有关，所以方程也是非线性的。非线性方程需要多次迭代以保证收敛。在每次迭代过程中，由于设定每一节点上水的渗透系数都等于常数，所以每一方程都是线性的。

对于第一次迭代，所有点的k_{wy}值可以设定为饱和渗透系数k_s。（$n-2$）个线性化方程可以用像Gauss消元法那样的方法同时求解。计算出的水头用于计算新的渗透系数值。每一点的渗透系数值必须符合渗透系数与基质吸力的关系。然后将修正的渗透系数值k_{wy}用于第二次迭代。对所有深度都计算出新的水头值。迭代过程重复进行，直到计算水头和渗透系数不再有重大变化为止。

图7.8表示沿非饱和土柱孔隙水压力和水头分布的典型例子。渗流是在稳态蒸发条件下产生的。渗流方程的非线性（即式（7.16））导致水头及孔隙水压力头的非线性分布。沿土柱的等势线并不是等距的。这与均质饱和土柱中均匀间距的等势线是不同的。这是整个非饱和土柱的渗透系数各处不同所致。上述分析同样适用于通过非饱和土自上而下的稳态水流。再一次表明沿土柱两点的水头边界条件必须是已知的。

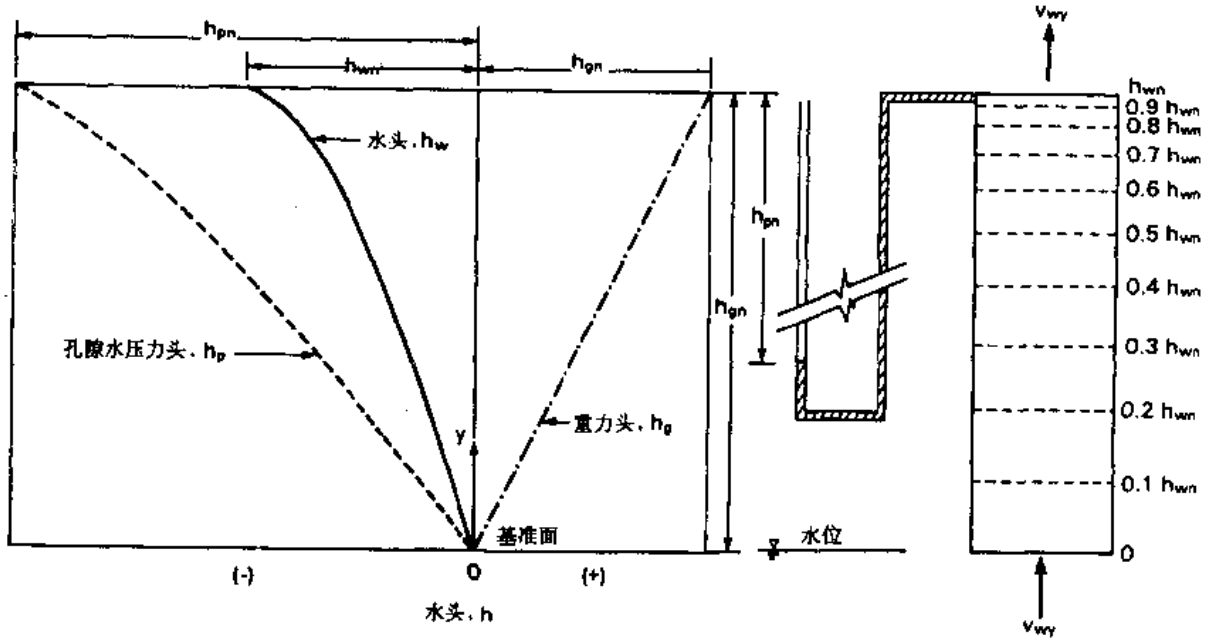


图7.8　通过非饱和土柱的稳态蒸发

流量边界条件

向非饱和土柱入渗又是一个可用于说明非线性水流微分方程解的例子（图 7.9 ）。稳态入渗可由喷灌建立起来。假定向下的水流量 q_{wy} 为一常数，那么稳态流可用式（ 7.4 ）描述。水头分布可以用解稳态渗流方程的有限差分形式〔即式（ 7.16 ）〕的方法予以确定。地面的水头

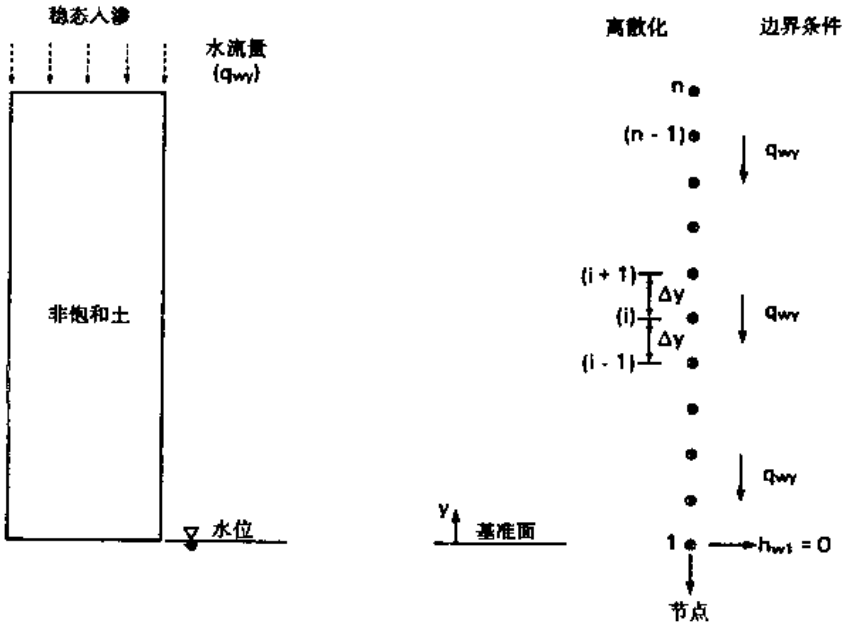


图 7.9 通过非饱和土的一维稳态渗流，流量边界条件

边界条件假设为未知，那么水流量也为已知，并且通过整个土柱是常数，而形成稳态条件。

土柱首先离散为 n 个节点，彼此等距，并等于Δy（图 7.9 ）。 i 点处水的流量可以用点（ $i+1$ ）及（ $i-1$ ）处的水头从 Darcy 定律表示：

$$q_{wy} = -k_{wy(i)} \frac{h_{w(i+1)} - h_{w(i-1)}}{2\Delta y} A \qquad (7.18)$$

式中

q_{wy}——稳态渗流过程中通过土柱的水流量。该流量系假设向上为正，向下为负；

A——土柱的断面积。

式（ 7.18 ）可重新整理如下：

$$h_{w(i+1)} = h_{w(i-1)} - \frac{2\Delta y}{A k_{wy(i)}} q_{wy} \qquad (7.19)$$

将式（ 7.19 ）代入 i 点的流动方程〔即式（ 7.16 ）〕，得到如下形式：

$$-\left\{8k_{wy(i)}\right\}h_{w(i)} + \left\{4k_{wy(i)} + k_{wy(i+1)} - k_{wy(i-1)}\right\}\left\{h_{w(i-1)} - \frac{2\Delta y}{A k_{wy(i)}} q_{wy}\right\} + \left\{4k_{wy(i)} + k_{wy(i-1)} - k_{wy(i+1)}\right\}h_{w(i-1)} = 0 \qquad (7.20)$$

现在可以用式（ 7.20 ）解 i 点的水头：

$$h_{w(i)} = h_{w(i-1)} - \left\{\frac{4k_{wy(i)} + k_{wy(i+1)} - k_{wy(i-1)}}{8k_{wy(i)}^2}\right\}\frac{2\Delta y}{A}q_{wy} \qquad (7.21)$$

由于有限差分方程式（7.21）为显式，所以水头可以从已知边界条件直接开始求解。点1（图7.9）的水头为零。所以，土柱底部是开始解水头的一个合适的点，可以顺序逐点求解水头值直到地面。由于渗透系数 k_{wy} 是水头 h_w 的函数，所以式（7.21）是非线性的，必须用迭代法求解。在每一次迭代时都设定渗透系数是常数。

对于第一次迭代，每一节点处的渗透系数 k_{wy} 都假定等于饱和渗透系数 k_s。计算出的水头及相应的负孔隙水压力可用于修正第二次迭代时的渗透系数。重复迭代步骤，直到水头和渗透系数收敛为止。当计算地面处的水头时，$k_{wy(n+1)}$ 值可假设等于 $k_{wy(n)}$ 值。

稳态入渗过程中孔隙水压力及水头的典型分布示于图7.10。孔隙水压力及水头的非线性分布是由式（7.21）的非线性所导致。结果使等势线沿土柱非均匀地分布。上述分析也适用于稳态向上渗流（即由地面蒸发），这时流量 q_{wy} 为已知。

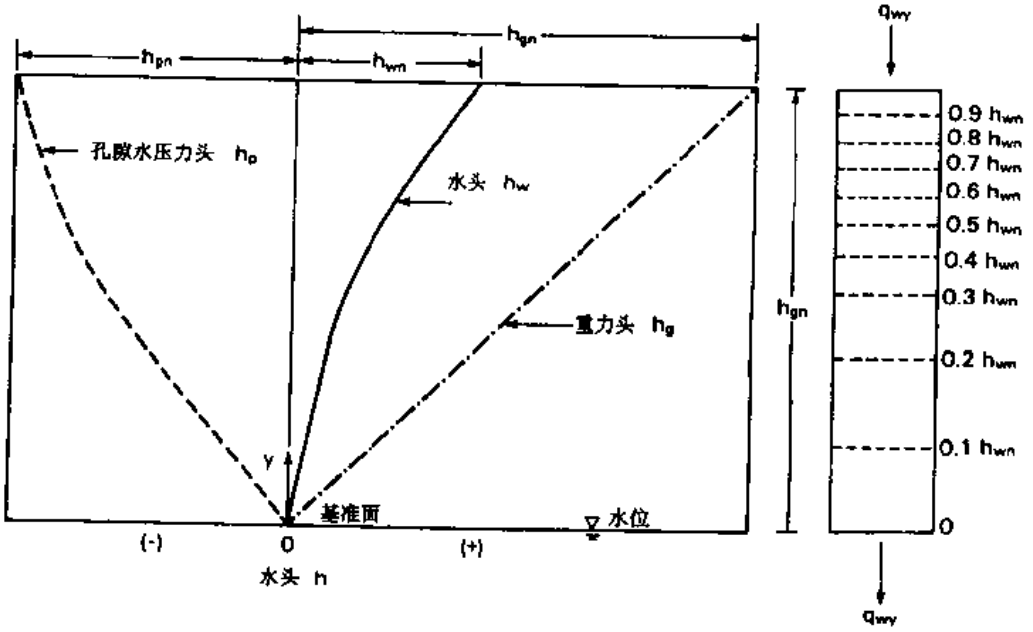


图7.10　通过非饱和土的稳态入渗

在非均质饱和土情况下，式（7.21）中的渗透系数可以用 k_s 取代：

$$h_{w(i)} = h_{w(i-1)} - \left\{\frac{4k_{s(i)} + k_{s(i+1)} - k_{s(i-1)}}{8k_{s(i)}^2}\right\}\frac{2\Delta y}{A}q_{wy} \qquad (7.22)$$

当土为均质，式（7.22）变为：

$$h_{w(i)} = h_{w(i-1)} - \frac{\Delta y}{Ak_s}q_{wy} \qquad (7.23)$$

在一维稳态流条件下，对均质饱和土柱来说，式（7.23）限定为线性水头分布。

7.1.3 二维流

通过土坝的渗流是二维流的典型例子。水在坝的横断面平面中流动，而垂直于该平面的水流是略去不计的。直到现在，常规的实践也略去在坝的非饱和区的水流。本书中提出的分析系假设饱和及非饱和区内的水流都对水头驱动势能有所响应。

下列二维方程式推导是前述一维渗流方程式的扩展形式。由于它仅满足连续性条件，所以这些公式都是非耦合解。对于二维流的严格推导，连续性必须与力平衡方程耦合。

二维流公式的推导

以下推导系针对非均质、各向异性非饱和土的一般情况（图 7.2（b））。x与y方向的渗透系数分别为 k_{wx}及 k_{wy}，假设都与基质吸力有关，并服从同一渗透函数 k_w（$u_a - u_w$）。x及y方向渗透系数的比值（k_{wx} / k_{wy}）在土体内任何一点都假设为常数。

考虑一个三维无穷小量 dx、dy、dz 的土单元体，但其水流假设为二维的（图 7.11）。当水流在正 x 方向时，流速 v_{wx}为正。当水流在正 y 方向时，流速 v_{wy}为正。二维稳态流的连续性条件可表达如下：

$$\left(v_{wx}+\frac{\partial v_{wx}}{\partial x}dx-v_{wx}\right)dy\,dz+\left(v_{wy}+\frac{\partial v_{wy}}{\partial y}dy-v_{wy}\right)dx\,dz=0 \qquad (7.24)$$

式中

v_{wx}——水流在 x 方向通过土体单位面积的流速。

所以在 x 及 y 方向的净流量为：

$$\left(\frac{\partial v_{wx}}{\partial x}+\frac{\partial v_{wy}}{\partial y}\right)dx\,dy\,dz=0 \qquad (7.25)$$

将 Darcy 定律代入式（7.25）得到一非线性偏微分方程：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{k_{wx}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial h_w}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{k_{wy}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial h_w}{\partial y}\right\}=0 \qquad (7.26)$$

式中

$k_{wx}(u_a-u_w)$——在 x 方向上随基质吸力而变化的水渗透系数；

∂h_w / ∂x——x 方向的水力梯度。

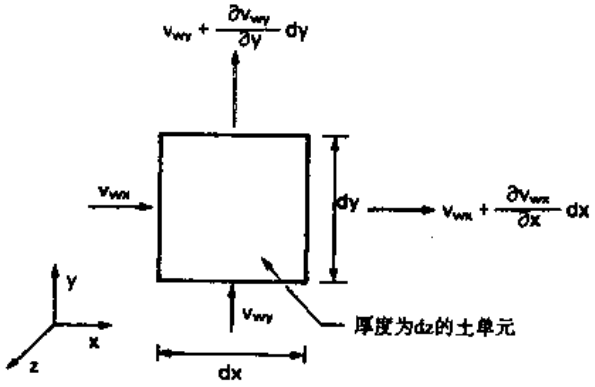


图 7.11 通过非饱和土单元的二维水流

为便于简化，在以下推导中，可把 $k_{wx}(u_a-u_w)$ 及 $k_{wy}(u_a-u_w)$ 分别写成 k_{wx} 及 k_{wy}。式（7.26）描述 x-y 平面内稳态水流的水头分布。方程展开后，式（7.26）的非线性变得更为明显：

$$k_{wx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{wy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+\frac{\partial k_{wx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_{wy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0 \qquad (7.27)$$

式中

$\partial k_{wx}/\partial x$——$x$ 方向水的渗透系数变化。

由于式（7.27）中第3项及第4项给出的渗透系数的空间变化而导致渗流控制方程的非线性。

对于非均质、各向同性情况，x 及 y 方向的渗透系数是相等的（即 $k_{wx}=k_{wy}=k_w$）。所以式（7.27）可以写成如下形式：

$$k_w\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}\right)+\frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0 \qquad (7.28)$$

式中

k_w——x 及 y 方向水的渗透系数。

表7.1中列举通过非饱和土二维稳态流的有关方程式。

通过坝的渗流包括通过非饱和区及饱和区的水流。通过饱和土的水流可视为通过非饱和土水流的一个特例。对于饱和部分，渗透系数变成等于其饱和渗透系数 k_s。x 及 y 方向的饱和渗透系数分别为 k_{sx} 及 k_{sy}。由于各向异性而可能不相等。由于各处的非均质性，饱和渗透系数也可能有变化。不同条件下饱和土的稳态方程列于表7.2中。式（7.31）至（7.34）是可以从非饱和土稳态流方程式（7.27）推导出来的一些特定形式。所以饱和-非饱和土的稳态渗流可以用同一控制方程式同时进行分析。

非饱和土中二维稳态流方程式　　表7.1

非均质、各向异性		非均质、各向同性	
$k_{wx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{wy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+\frac{\partial k_{wx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_{wy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0$	式（7.29）	$k_w\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}\right)+\frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0$	式（7.30）

饱和土的二维稳态方程　　表7.2

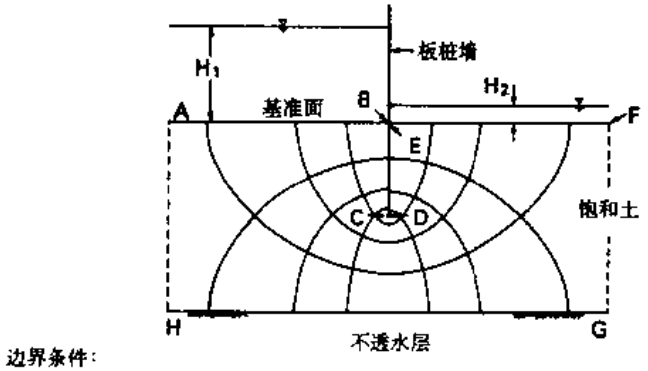
各向异性		各向同性	
非　均　质			
$k_{sx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{sy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+\frac{\partial k_{sx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_{sy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0$	式（7.31）	$k_s\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}\right)+\frac{\partial k_s}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_s}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}=0$	式（7.32）
均　　质			
$k_{sx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{sy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}=0$	式（7.33）	$\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}=0$	式（7.34）

二维渗流的解

描述通过均质各向同性饱和土的二维稳态渗流的微分方程(即式（7.34）)称为 Laplace 方程。它是线性偏微分方程。该方程的解描述土体中所有各点的水头。此解可以用闭合形式的解析法、模拟法或数值法获得。通常绘制流网的图解法也曾用于解 Laplace 方程（Casagrande，1937）。

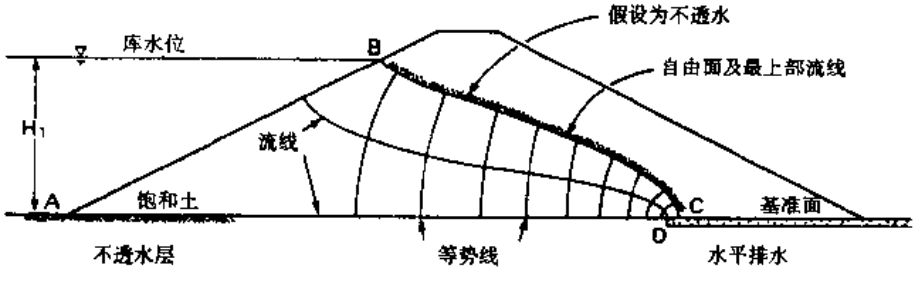
由流网可解得两组曲线，即流线和等势线。它曾大量应用于分析饱和土渗流问题，并在大多数土力学教科书中有所阐述。绘制流网前要先知道渗流域的边界条件，并预先定出水头边界或流量边界。边界条件的一种例外情况是自由面。由流线和等势线组成的流网系由试验绘出，以满足边界条件和直角等维单元的要求。

对于绝大多数饱和土问题，可很容易地规定水头边界条件或不透水边界条件。例如，在板桩墙下的稳态渗流示于图 7.12（a）。但是对于非饱和土则较难规定这些条件。



边界条件：
AB: $h_w = H_1$
BC and DE: $q_w = 0$
EF: $h_w = H_2$
AH and FG: $q_w = 0$
HG: $q_w = 0$

(a)



边界条件：
AB: $h_w = H_1$
BC: 自由面，其位置是未知的
CD: $h_w = 0$
DA: $q_w = 0$

(b)

图 7.12 绘制流网解 Laplace 方程 （a）通过均质各向同性饱和土的稳态渗流；（b）通过均质各向同性土坝的稳态渗流

让我们来考虑土坝的稳态渗流（图 7.12（b））。过去由于非饱和区的低渗透性而一般

作出略去通过非饱和区渗流的假设。换句话说，即在绘制流网时，假设浸润线作为不透水的上部边界。这种上部边界（即图 7.12 （b）中的 *BC* 线）不仅视为浸润线，而且也视为上部流线。在此特定情况下此上部边界视为一自由面（Freeze and Cherry， 1979）。但是，自由面的位置是未知的，必须在绘制流网前定出它的近似位置。

自由面的位置通常用经验方法确定（Casagrande， 1937）。自由面是浸润线这一假设要求沿此线的孔隙水压力为零。由于此线又是最上部的流线，故等势线必须与之正交。换句话说，即假设水流不会跨越此线。这样就可以绘制流网了。

流网技术主要用于通过各向同性均质饱和土的稳态渗流分析。当分析各向异性、非均质土系统时，流网技术变得很复杂和困难。联系到流网技术用于饱和-非饱和流时有一固有的问题。Freeze （1971）指出："…自由面上须满足的边界条件规定为压力头必须是大气压力，且该面必须为流线。而这些条件的第一条是真实的，但第二条是不真实的。"

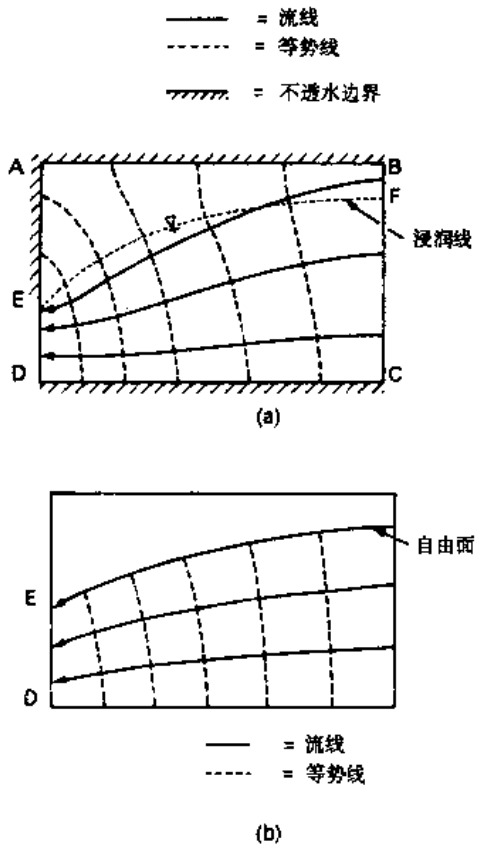


图 7.13　饱和-非饱和土系统内的稳态渗流（a）从饱和-非饱和流模拟得出的流网；（b）考虑饱和区水流绘制的流网（录自 Freeze and Cherry， 1979）

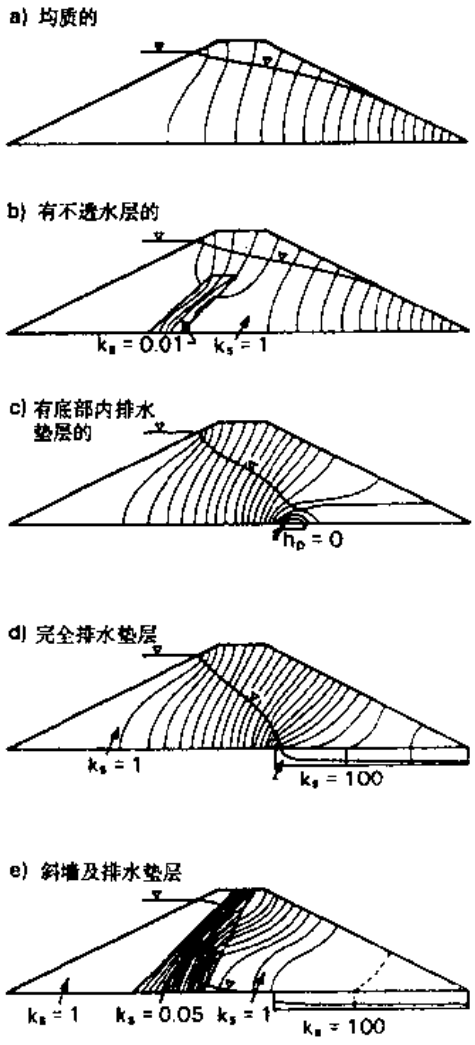


图 7.14　不同坝断面饱和-非饱和流模拟的一些典型解（引自 Freeze， 1971）

图 7.13 对饱和-非饱和土系统的两种解作了比较。图 7.13 （a）中的流网是根据饱和-非饱和流系统的数值解绘制的。图 7.13 （b）中的流网是用一种经验性确定自由面的方法绘制的，即略去了非饱和土中的水流。自由面极为近似于饱和-非饱和流模拟中得到的浸润线。认识到在饱和及非饱和区之间存在水流，就可以避免上部边界条件的不正确假设（Freeze，

1971； Papagiannakis and Fredlund， 1984）。

饱和及非饱和区的稳态流可以用同一控制方程（即式（7.26））同时进行分析。将两个区作为一个简单域来处理。饱和区的渗透系数等于 k_s。在非饱和区内，渗透系数 k_w 随基质吸力而变。因为渗流控制方程不再是 Laplace 方程，所以流网技术不再适用于饱和-非饱和流的模拟。普遍的水流方程可以用数值法求解，例如有限差分法或有限元法。图 7.14 是 Freeze（1971）给出的包括饱和-非饱和流模拟的一些典型解。以下各节简要叙述通过饱和-非饱和土稳态渗流分析的有限元法的推导。

应用有限元法的渗流分析

应用有限元法需要将土体离散为许多单元。三角形及四边形单元常用于二维问题。图 7.15 表示用三角形单元离散的坝的断面。分割单元的线在节点处相交，根据边界条件求解水流控制方程可得出每一节点的水头。

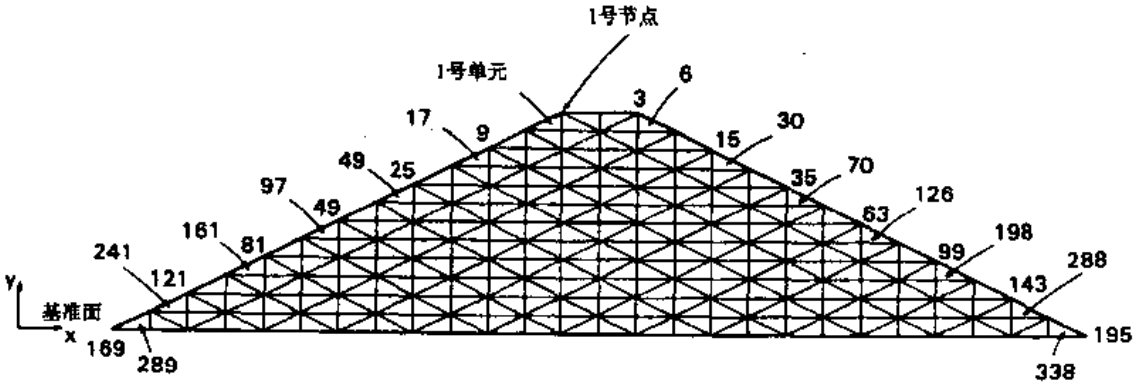


图 7.15 有限元分析用的离散了的坝断面

二维稳态渗流的有限元形式曾用 Galerkin 的加权残数法原理推导出来（Papagiannakis and Fredlund， 1984）：

$$\int_A \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x}\{L\} \\ \dfrac{\partial}{\partial y}\{L\} \end{bmatrix}^T \begin{bmatrix} k_{wx} & 0 \\ 0 & k_{wy} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dfrac{\partial}{\partial x}\{L\} \\ \dfrac{\partial}{\partial y}\{L\} \end{bmatrix} dA\{h_{wn}\} \int_s \{L\}^T \bar{v}_w ds = 0 \qquad (7.35)$$

式中

$\{L\}$——单元面座标矩阵（即 $\{L_1\ L_2\ L_3\}$）；

L_1， L_2， L_3——单元内各点的面座标，与节点的直角座标有关，表示如下（见图 7.16）：

$$L_1 = 1/2A\{(x_2y_3 - x_3y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y\},$$

$$L_2 = 1/2A\{(x_3y_1 - x_1y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y\},$$

$$L_3 = 1/2A\{(x_1y_2 - x_2y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y\};$$

x_i， y_i（$i = 1$， 2， 3）——单元 3 个节点的直角座标；

x， y——单元内部一点的直角座标；

A——单元面积；

$\begin{bmatrix} k_{wx} & 0 \\ 0 & k_{wy} \end{bmatrix}$——渗透系数矩阵（即［$k_w$］）

$\{h_{wn}\}$——节点处的水头矩阵，即

$$\begin{Bmatrix} h_{w1} \\ h_{w2} \\ h_{w3} \end{Bmatrix};$$

$\bar{v}_w$——垂直于单元边界的外部流速；

S——单元周长。

将式（7.35）重新整理便得水流控制方程的简化形式：

$$\int_A [B]^T [k_w][B] dA \{h_{wn}\} - \int_s [L]^T \bar{v}_w ds = 0 \qquad (7.36)$$

式中

［B］——面座标导数的矩阵，可写成：

$$\frac{1}{2A}\begin{Bmatrix} (y_2 - y_3) & (y_3 - y_1) & (y_1 - y_2) \\ (x_3 - x_2) & (x_1 - x_3) & (x_2 - x_1) \end{Bmatrix}$$

必须在边界节点处规定水头或流速。在边界节点规定水头称为 Dirichlet 边界条件，而规定通过边界的流速则称为 Neuman 边界条件。式（7.36）中的第 2 项是沿边界法线方向量测的规定流速。例如规定垂直方向的流速 v_n 应换算成法向流速 $\bar{v}_w$，如图 7.17 所示。法向流速又转而换算成节点流量 Q_i（Segerlind，1984）。图 7.17 表示在边界节点（i）及（j）处分别计算节点流量 Q_i 及 Q_j。正的节点流量表示节点处有入渗，或者说该节点起“源”的作用。负节点流量则表示该节点处有蒸发或蒸腾，或者说该节点起“汇”的作用。当通过边界的流速为零时（即不透水边界），式（7.36）中的第二项就消失了。

对每一单元都可写出有限元方程（式（7.36）），综合起来形成一组总体流动方程。在符合节点相容性时这就可以实现（Desai and Abel，1972）。节点相容性要求为周围单元共有的特定节点必须在所有单元都有相同的水头（Zienkiewicz，Desai，1975a）。

由于渗透系数是基质吸力的函数，而基质吸力又与节点处的水头$\{h_{wn}\}$有关，故式（7.36）是非线性的。式（7.36）中的水头是未知变量。式（7.36）是用迭代法求解的。对于每一次迭代，单元内的渗透系数根据 3 个节点的平均基质吸力设定一个值。这样，这些总体流动方程就线性化了，且可以用 Gauss 消元法同时求解。计算出来的每一节点的水头重新取平均值，以便从渗透

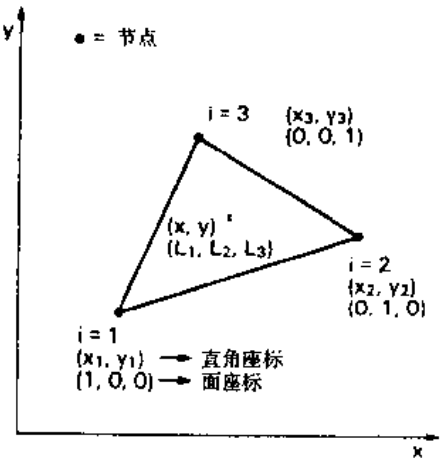


图 7.16　三角形单元直角座标与面座标关系

函数 $k_w(u_a - u_w)$确定新的渗透系数。重复以上步骤，直到水头和渗透系数不再有重大变化为止。

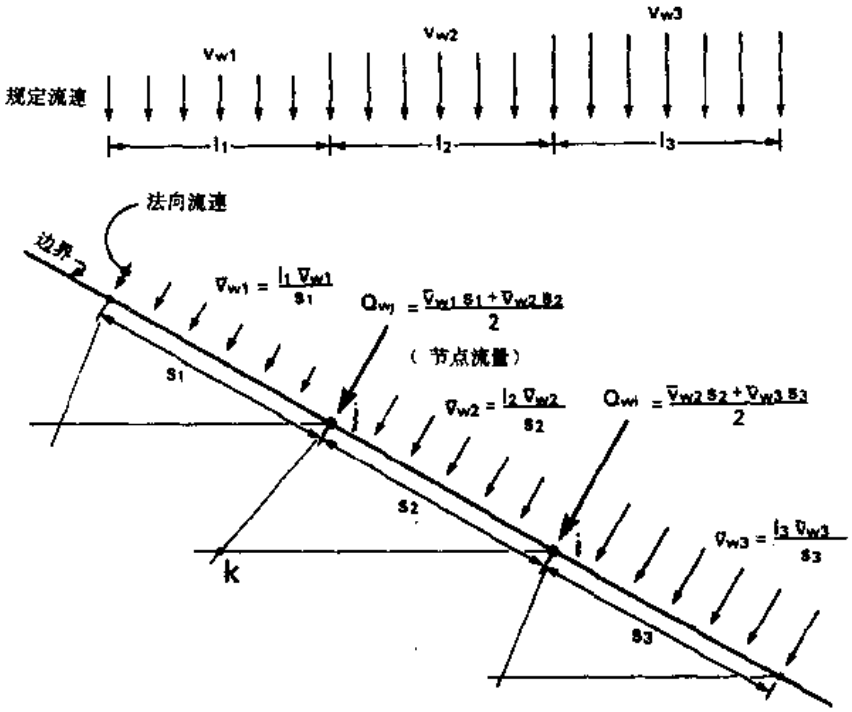


图 7.17 通过边界的流速用节点流量表示

每一单元在 x 及 y 方向的水力梯度可以用单元的水头分别对 x 及 y 求导而计算出来：

$$\begin{Bmatrix} i_x \\ i_y \end{Bmatrix} = [B]\{h_{wn}\} \tag{7.37}$$

式中

i_x，i_y——分别为一单元内沿 x 及 y 方向的水力梯度。

单元流速 v_w 可以根据 Darcy 定律从水力梯度和渗透系数计算出来：

$$\begin{Bmatrix} v_{wx} \\ v_{wy} \end{Bmatrix} = [k_w][B]\{h_{wn}\} \tag{7.38}$$

式中

v_{wx}，v_{wy}——分别为一单元 x 及 y 方向的水的流速。

某节点处的水力梯度和流速等于节点周围所有单元的相应量的平均值。加权平均是按与单元面积成比例的方法计算的。

二维问题的实例

下列实例用于阐明在通过饱和-非饱和土的稳态渗流方面有限元法的应用。Lam（1984）应用饱和-非饱和有限元渗流分析解一些坝体渗流的经典课题。坝的断面和离散化示于图 7.15。坝上游施加一 10 m 高的水头。分析中采用的渗透函数如图 7.18 函数 A 所示。饱和渗透系数 k_s 为 1.0×1.0^{-7} m / s。孔隙气压力假设为大气压。所以图 7.18 中基质吸力值在数值上等于孔隙水压力，且可以用孔隙水压力头 h_w 表示。将坝底选作基准面。各向异性、入渗、

应用防渗体及水平排水等对坝渗流的影响将在以后用补充算例说明。

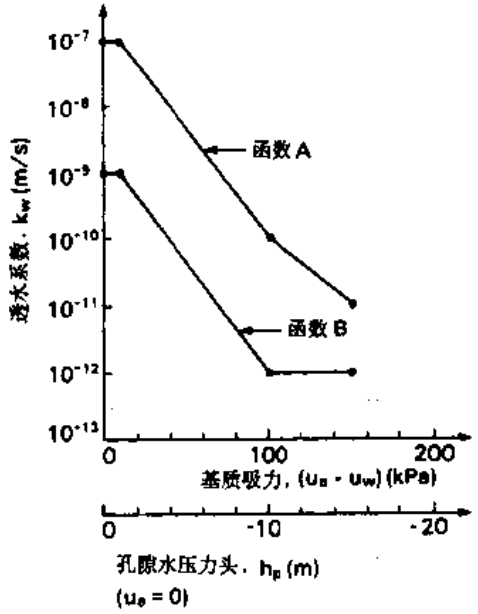


图 7.18　供通过坝的稳态渗流分析用的特定渗透函数

第一个例子是带有水平排水的各向同性土坝，如图 7.19 所示。坝上游的 10m 水深造成在上游面的各节点上有 10 m 水头。在水平排水处的节点特定为零水头。在其他边界上的节点都特定为零节点流量。有限元分析的结果示于图 7.19（a）及（b）。

由饱和-非饱和渗流模拟得到的浸润线与常规绘制流网得到的经验性自由面甚为一致。这一现象支持经验性自由面大致等于浸湿线的假设。但是正如节点流速矢量所指示的那样，水可以流过浸润线。水可以通过浸润线流入非饱和区表明浸润线并不像流网技术假设的那样是最上部的流线。

浸润线（由有限元分析得出）与自由面（由流网技术得出）间的差别随着非饱和渗透函数变陡而趋于减小。陡的渗透函数意味着基质吸力稍有增加就会使渗透系数显著降低。这时流入非饱和区的水量将明显减少。这一条件接近于常规流网技术的假设。换句话说，浸润线接近于经验性自由面。

等势线从饱和区延伸到通过非饱和区，如图 7.19（a）中所示。等势线间水头的变化说明在饱和及非饱和区都有渗流。流入非饱和区的水量取决于渗流系数随基质吸力变化的变率。

整个坝体所有节点的孔隙水压力头示于图 7.19（b）。孔隙水压力头的计算方法是从水头中减去位置水头。同时也画出压力水头相同的等压线。压力水头由正值变到负值，而零压力的等压线即为浸润线。在坝的中央部分，等压线几乎与浸润线平行。坝的中央部分内的稳态渗流趋向于一无限边坡的状况。这一情况将在下一节中说明。

饱和及非饱和区内的水流近似地平行于浸润线，正如在坝中央部分的流速矢量观测到的那样〔图 7.19（a）〕。但对紧靠上游面及坝趾处的部分却并非这种情况。靠近坝的上游面处，水流跨越浸润线由饱和区流入非饱和区，并在非饱和区内继续流动。然后在饱和及非饱和区内的水流在坝的中央部分平行于浸润线。接着饱和区内的水跨越浸润线流入坝趾处的非饱和区。

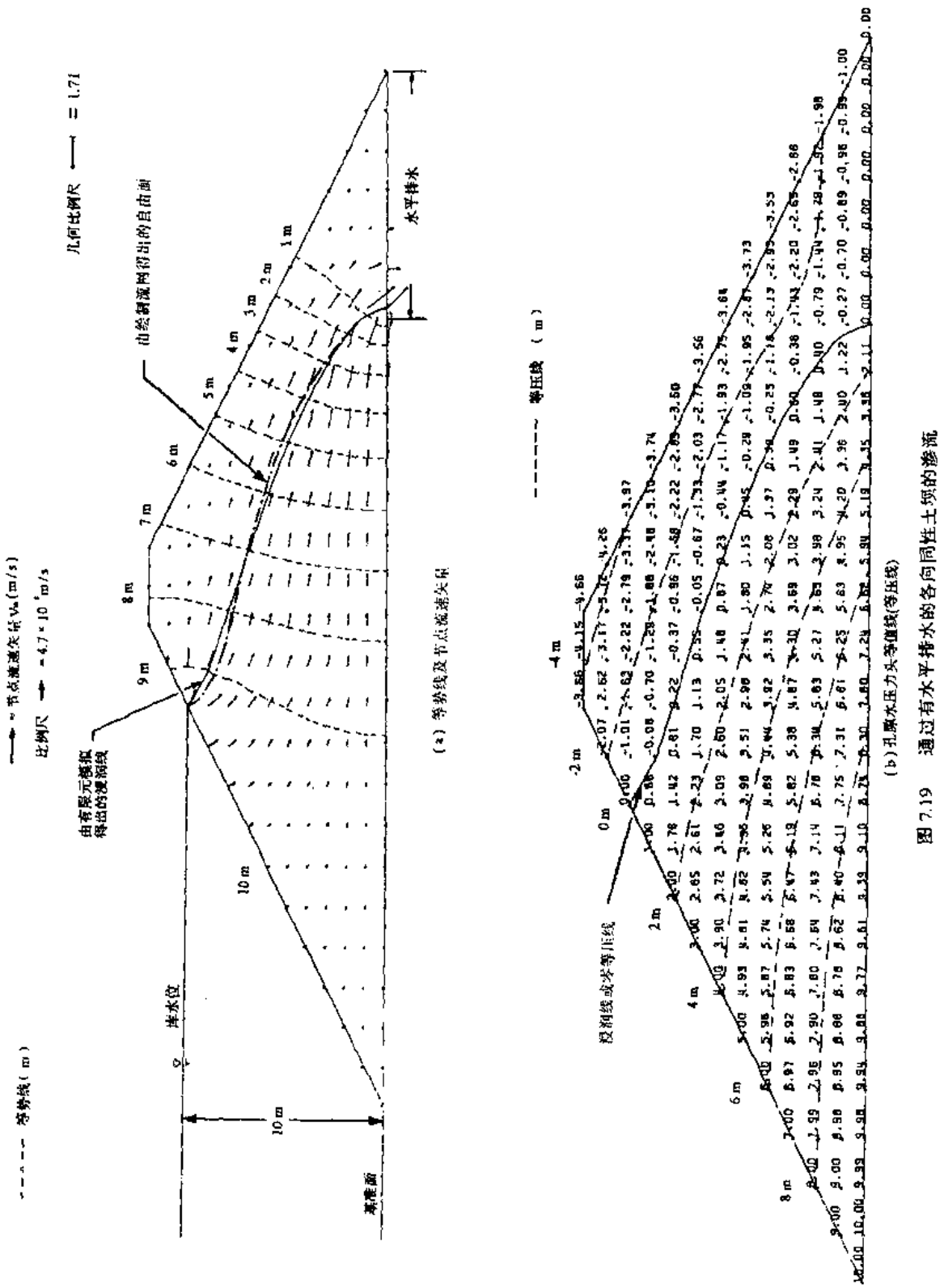


图 7.19 通过有水平排水的各向同性土坝的渗流

图 7.20 （a）及（b）表示上述坝断面内的稳态渗流，但土是各向异性的。假设水平方向的渗透系数比垂直方向的大 9 倍（即 $k_x = 9k_y$），并假设全坝这一比例不变。x 及 y 方向

采用同一渗透性函数（即图7.18中的函数 A）。在各向异性情况下，浸润线在大渗透系数的方向延伸（图7.20（a））。对于水平和垂直渗透系数之比值较大的情况，饱和区可达到坝的下游面。

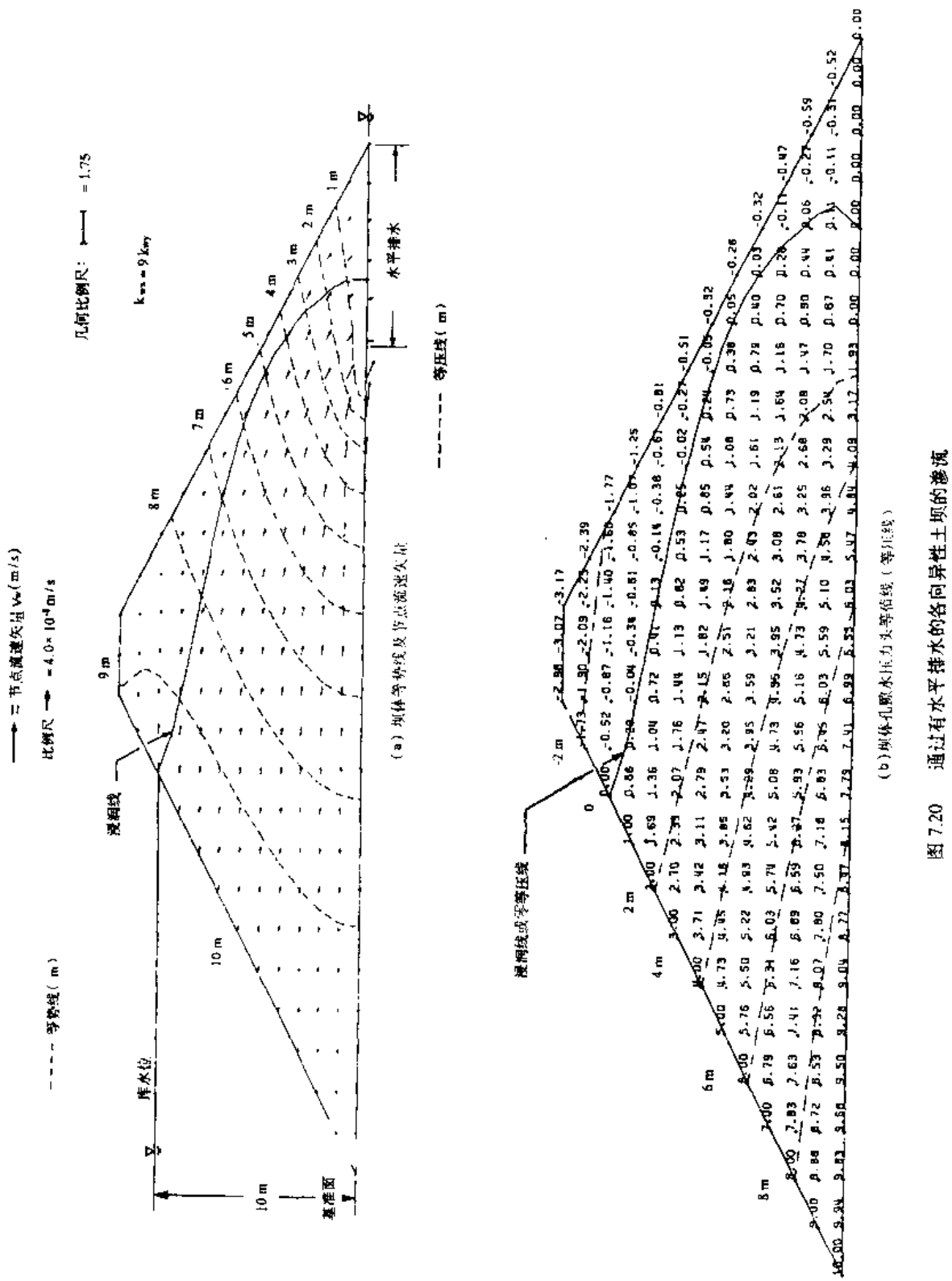


图7.20　通过有水平排水的各向异性土坝的渗流

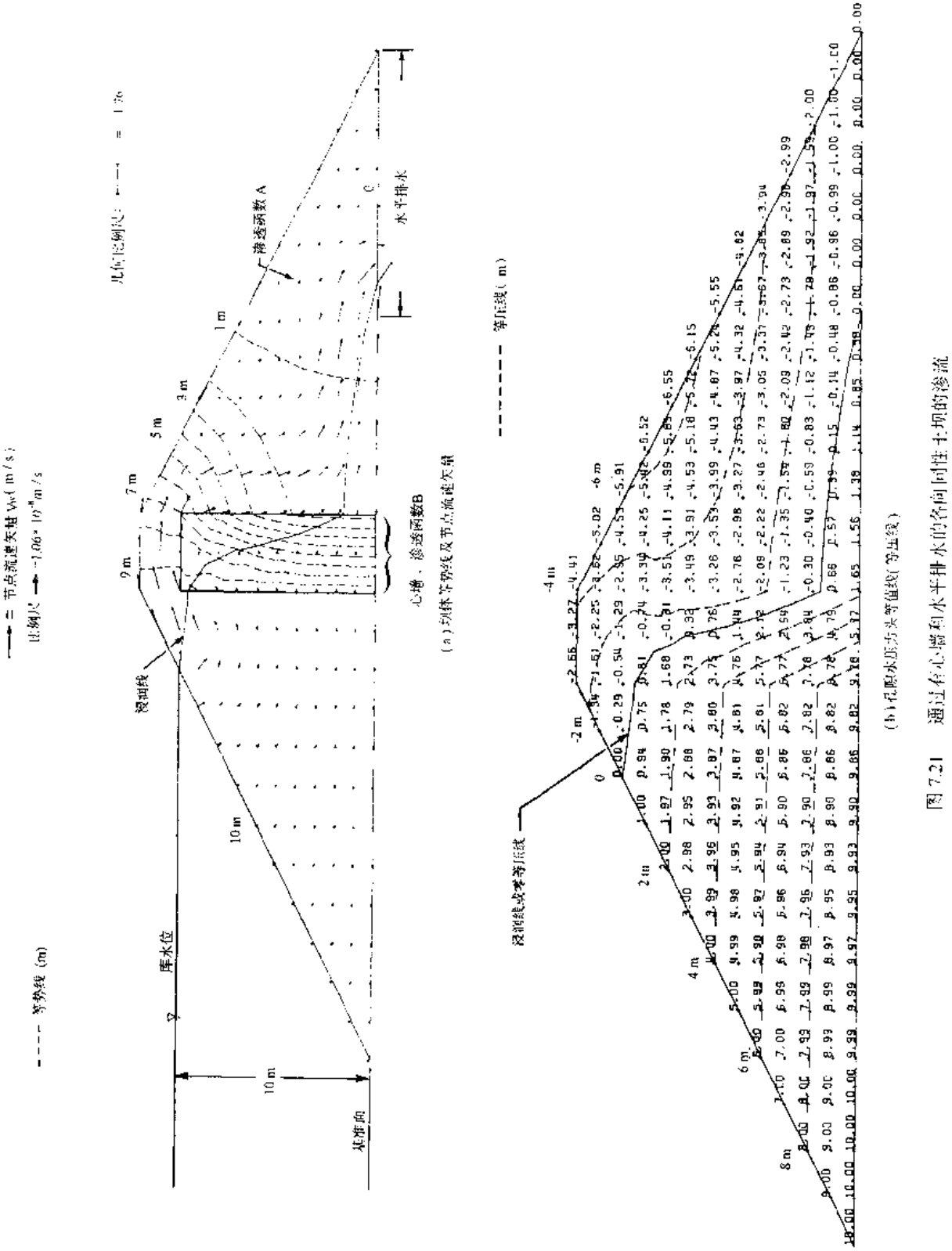
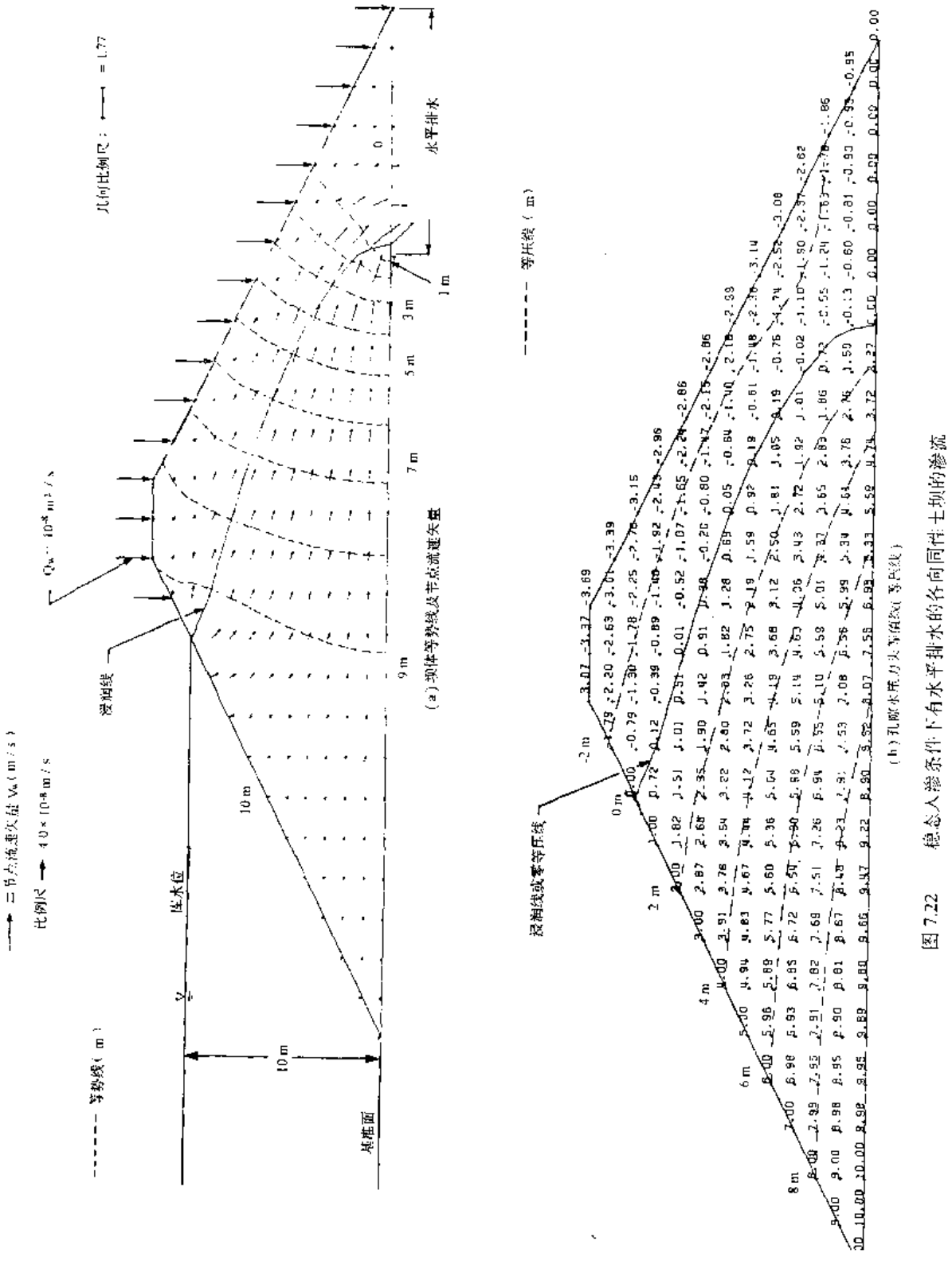


图 7.21 通过有心墙和水平排水的各向同性土坝的渗流

第三个例子表示各向同性土坝，带有低渗透系数的防渗体及水平排水垫层，如图 7.21 所示。土的饱和渗透系数 k_s 为 1.0×1.0^{-7} m / s，渗透函数采用图 7.18 中的函数 A。防渗体的饱和渗透系数为 1.0×1.0^{-9} m / s，而渗透函数符合图 7.18 中的函数 B。分析中采用的

边界条件与以前各问题中采用的相同。结果表明大多数水头变化发生在防渗体周围区域，正如防渗体区域内等势线集中分布所描绘的那样，随着土与防渗体间渗透系数差别的增大，防渗体内产生的水头变化也随之增大。节点流速矢量表明大量水流向上进入非饱和区，并绕过相对不透水体（即称为虹吸效应），如图 7.21（a）所示。



（a）实体等势线及节点流速矢量　　（b）孔隙水压力头等值线（等压线）

图 7.22　稳态入渗条件下有水平排水的各向同性土坝的渗流

第四个例子说明流量边界（即入渗）对图 7.19 中所示的各向同性土坝的影响。渗流分析的结果示于图 7.22。稳态入渗的模拟是在沿坝的上部边界的每一节点加上一正的节点流量 Q，其值为 $1.0 \times 1.0^{-8}\,m^2/s$，将图 7.19（a）与图 7.22（a）相比较，就可以将结果与跨越上部边界的流量为零的情况相比较。入渗使浸润线抬高。随之而来的是非饱和区内的孔隙水压力（即图 7.22（b））较之流量为零的情况（即图 7.19（b））有所增大。

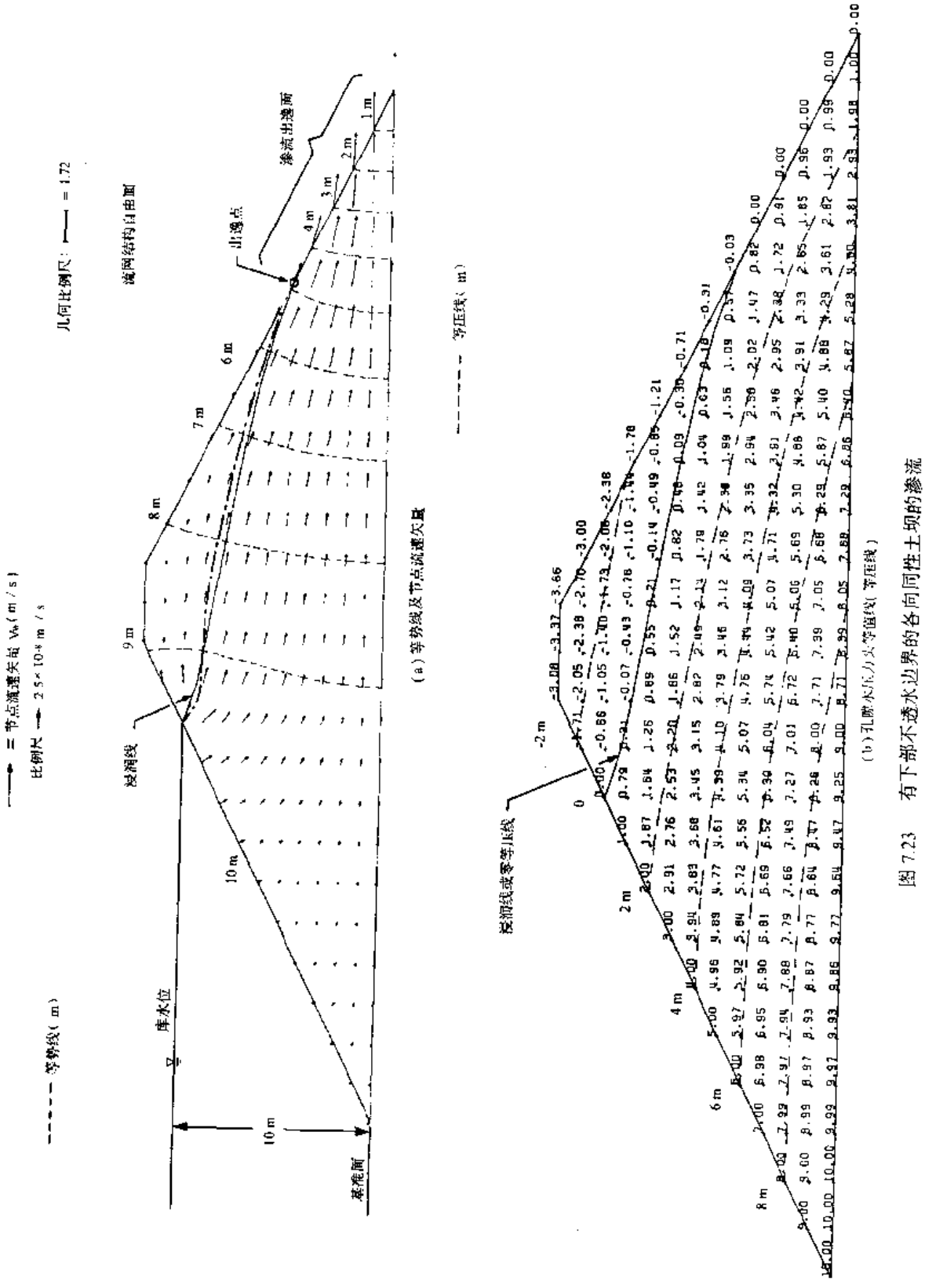


图 7.23 有下部不透水边界的各向同性土坝的渗流

第五个例子说明在坝下游有一渗流出逸面。此时，没有水平排水，整个下部边界节点水流为零。结果表明在有限元分析得出的浸润线和流网技术得出的自由面甚为一致（图 7.23 ）。浸润线一直延伸到坝的下游坡面。浸润线在下游坡面出逸，而在出逸点以下的部分称为渗流出逸面，该面是孔隙水压力等于零（即大气压力）边界条件。换句话说，水头等于重力头。

出逸点的位置在进行分析前是未知的。所以，开始分析前必须假设出逸点位置。出逸点可以在每次迭代后加以修正，方法是重新评估渗透出逸面的边界条件。分析过程中，将假设出逸点以上的节点流量设定为零。在出逸点处或以下的水头特定为等于重力头。在收敛以后，检验刚好在出逸点之上的节点的孔隙水压力头。在该点的负孔隙水压力头说明假设的出逸点是对的。否则，渗流出逸面边界需加以修正，可为浸润线假设一较高的出逸点。重复以上步骤直到获得正确的出逸点。

上述例子涉及土坝渗流。但是同一类型的有限元渗流分析也可用于其他饱和-非饱和渗流问题。

无限边坡

无限长边坡如图 7.24 所示，考虑在边坡内形成稳态渗流，且浸润线平行于地面的情况。水流同时通过饱和区和非饱和区，且平行于浸润线。水流方向表明没有垂直于浸润线的水流。换句话说，垂直于浸润线方向的水力梯度为零。在这种情况下，在浸润线法线方向绘制的线即为等势线。

等压线平行于浸润线。这与以前论证过的均质坝中心部分的条件相似。渗透系数与饱和区的孔隙水压力基本无关。所以，饱和区可以划分为尺寸相等的几个流槽。通过每一流槽的水量（即水流量 q_w）相等。分隔流槽的线即为流线。

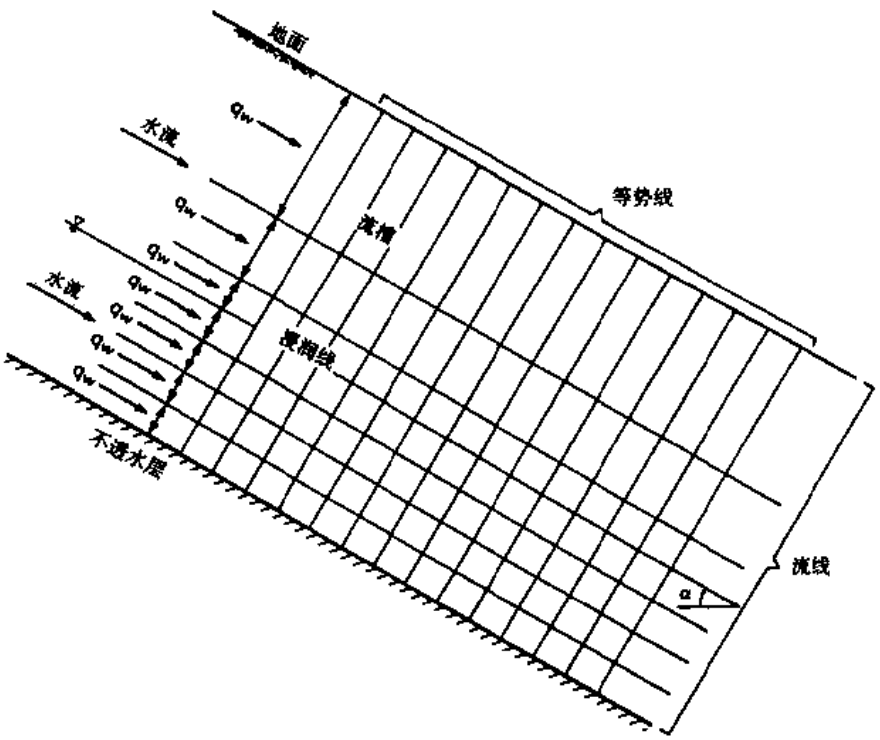


图 7.24　通过无限边坡的稳态渗流

非饱和区渗透系数取决于负孔隙水压力或基质吸力。孔隙水压力由浸润线处的零降到地面的某一负值。同样渗透性也从浸润线到地面递减，结果是在向地面接近时需要将流槽逐渐加大，以维持同一流量 q_s。

在每一流槽内的水流是一维的，其方向平行于浸润线。在垂直于水流的方向上渗透系数有变化。这一条件可以与第 7.1.2 节阐述的垂直土柱中渗流的情况相比较。在垂直土柱情况下，渗透系数沿水流方向上有变化，且整个土柱内等势线并不是等距离分布的。

上述例子说明，只要土是各向同性的，非饱和渗流的等势线和流线也是正交的。渗透系数方面的不均匀性导致流线或等势线间不等距分布，但是仍以 90°C 相交。

通过浸润线上任一点的水平基准面（如图 7.25 上的 A 点），可以分析非饱和区的孔隙水压力分布。首先研究垂直于浸润线方向（即沿 a 方向）的孔隙水压力分布。其结果用于分析 y 方向（即垂直向）上的孔隙水压力分布。在 a 方向上的重力头分布在 A 点处（即基准面）为零，并向地面线性增加到 $H\cos^2\alpha$。由于在 a 方向的水头为零，故 a 方向上任一点的孔隙水压力必须是负值，并在数值上等于重力头。所以，a 方向上孔隙水压力头必须从基准面（即 A 点）的零值开始，并线性地减少到地面处的（$-H\cos^2\alpha$）。孔隙水压力头（$-H\cos^2\alpha$）作用于沿地面的任一点，因为平行于浸润线的每条线都是等压线。

在垂直方向上的孔隙水压力分布也从 A 点处的零值开始，线性地减小到地面处的（$-H\cos^2\alpha$）但是在 a 方向孔隙水压力头分布长度为 $H\cos\alpha$，而在垂直方向分布长度为 H，因此在垂直面上一点的负孔隙水压力头可表达如下：

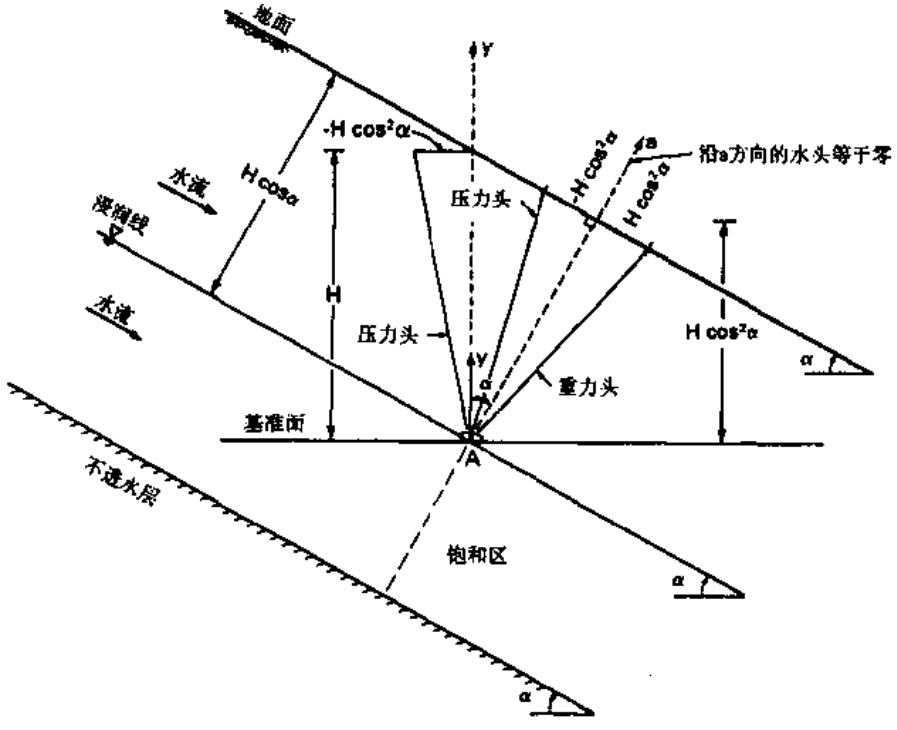


图 7.25 无限长边坡在稳态渗流时的孔隙水压力分布

$$h_{pi} = -y\cos^2\alpha \tag{7.39}$$

式中

h_{pi}——无限长边坡垂直平面（即 y 方向）的负孔隙水压力；

y——所考虑的点到基准面（即 A 点）的垂直距离；

α——边坡和浸润线的倾角。

当地面及浸润线呈水平向（即$\alpha=0$，或$\cos\alpha=1$）时，垂直平面上一点的负孔隙水压力头 h_{pi} 等于 $-y$。这就是水平地下水位以上及以下的静力平衡条件，如图7.3所示。通过无限长边坡的一个垂直平面上的孔隙水压力头（即 $h_{pi}=-y\cos^2\alpha$）及水平地面时的孔隙水压力头即（$h_{pi}=-y$）之比值绘于图7.26。这一比值表明，垂直平面上的孔隙水压力系随边坡变陡而减小（图7.26）。

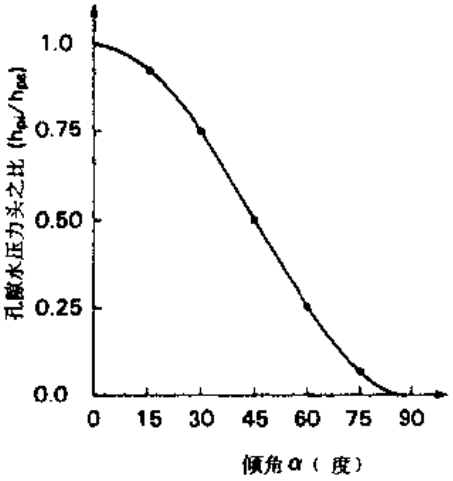


图7.26　边坡倾斜度对垂直平面上孔隙水压力分布的影响

垂直平面上一点的重力头等于其高出基准面的高程 y（图7.25）。水头是重力头和孔隙水压力头之和：

$$h_{wi}=\left(1-\cos^2\alpha\right)y \qquad (7.40)$$

式（7.40）指出，越靠近基准面处，水头越减小。换句话说，有垂直向下的水流分量。

以上分析也适用于浸润线以下的孔隙水压力情况。用通过 A 点的同一水平线，可以根据式（7.39）计算垂直平面上的正孔隙水压力头。在浸润线上的水头〔式（7.40）〕为零，并沿垂直平面上的深度而线性地减小。

7.1.4　三维流

有时需要用三维渗流分析以模拟所考虑的渗流系统。将二维渗流扩展到包括第三个方向就可推导出三维渗流方程。三维方程根据连续性条件导出，并称之谓非耦合流动方程。

考虑非均质、各向异性条件下的非饱和土〔图7.2（b）〕，渗透系数在 x、y 及 z 方向都有变化。但是在3个方向的渗透性变化假设为服从同一渗透函数。图7.27示出一立方体的土单元在 x、y 及 z 方向都有水流。土单元为三维无穷小量 dx、dy 及 dz。当水流沿正的 x、y 及 z 方向流动时，假设流速 v_{wx}、v_{wy} 及 v_{wz} 为正值。适用于三维稳态渗流的连续性条件如下：

$$\left(v_{wx}+\frac{\partial v_{wx}}{\partial x}dx-v_{wx}\right)dy\,dz+\left(v_{wy}+\frac{\partial v_{wy}}{\partial y}dy-v_{wy}\right)dx\,dz$$
$$+\left(v_{wz}+\frac{\partial v_{wz}}{\partial z}dz-v_{wz}\right)dx\,dy=0 \qquad (7.41)$$

式中

v_{wz}——z 方向通过土的单位面积的流速。

式（7.41）可化为以下形式：

$$\left(\frac{\partial v_{wx}}{\partial x}+\frac{\partial v_{wy}}{\partial y}+\frac{\partial v_{wz}}{\partial z}\right)dx\,dy\,dz=0 \qquad (7.42)$$

将 Darcy 定律代入式（7.42），得到非线性偏微分方程如下：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{k_{wx}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial h_w}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{k_{wy}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial h_w}{\partial y}\right\}+\frac{\partial}{\partial z}\left\{k_{wz}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial h_w}{\partial z}\right\}=0 \qquad (7.43)$$

式中

k_{wz}（$u_a - u_w$）——作为基质吸力函数的渗透系数；

$\partial h_w / \partial z$ ——z 方向的水力梯度。

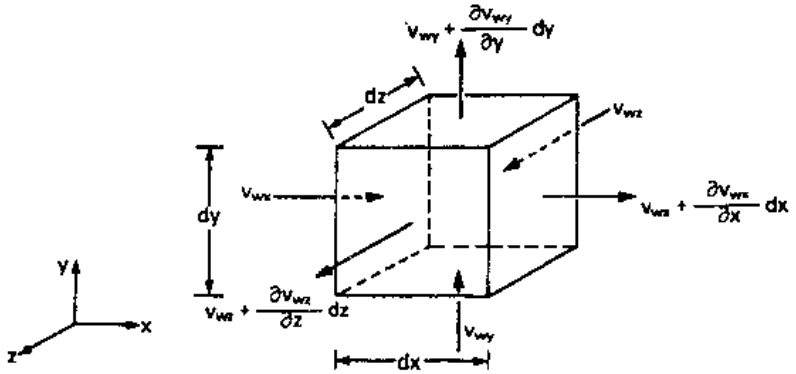


图 7.27 通过一非饱和土单元的三维稳态水流

在以下的公式推导中，将 k_{wx}（$u_a - u_w$）、k_{wy}（$u_a - u_w$）及 k_{wz}（$u_a - u_w$）分别写成 k_{wx}、k_{wy} 及 k_{wz}，以利于简化。三维稳态渗流过程中土体内的水头分布由式（7.43）表述。式（7.43）的非线性是由渗透性在空间的变化所导致。将式展开即可阐明其非线性：

$$k_{wx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{wy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + k_{wz}\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} + \frac{\partial k_{wz}}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z} = 0 \qquad (7.44)$$

式中

$\partial k_{wz}/\partial z$——$z$ 方向透水性系数的变化。

式（7.44）中的第 4、5 及 6 项计及渗透系数的空间变化。在二维渗流情况下，第 3 个方向的水力梯度是略去不计的（即 $\partial h_w / \partial z = 0$）。这时式（7.44）即变为式（7.27）。

对于不均匀、各向同性情况，x、y 及 z 方向的渗流系数相等，式（7.44）有如下形式：

$$k_w\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}\right) + \frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z} = 0 \qquad (7.45)$$

式中

k_w——x、y 及 z 方向的渗透系数。

表 7.3 列举非饱和土的三维稳态方程式。对于饱和土，渗透系数等于饱和渗透系数 k_s。不同条件下饱和土的三维稳态方程总结如表 7.4 所示。

三维稳态渗流方程可以用数值方法求解，例如有限差分法及有限元法。

非饱和土的三维稳态方程式　　表 7.3

非均质，各向异性	非均质，各向同性
$k_{wx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + k_{wy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + k_{wz}\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2} + \frac{\partial k_{wx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_{wy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} + \frac{\partial k_{wz}}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z} = 0$	$k_w\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}\right) + \frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x} + \frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} + \frac{\partial k_w}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z} = 0$
式（7.46）	式（7.47）

饱和土的三维稳态方程式　　表 7.4

各向异性	各向同性
非　均　质	
$k_{sx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{sy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+k_{sz}\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}+\frac{\partial k_{sx}}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_{sy}}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}+\frac{\partial k_{sz}}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z}=0$	$k_s\left(\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}\right)+\frac{\partial k_s}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x}+\frac{\partial k_s}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y}+\frac{\partial k_s}{\partial z}\frac{\partial h_w}{\partial z}=0$
式（7.48）	式（7.49）
均　质	
$k_{sx}\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+k_{sy}\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+k_{sz}\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}=0$	$\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 h_w}{\partial z^2}=0$
式（7.50）	式（7.51）

7.2　稳态空气流

当非饱和土中的气相是连续时，可产生空气的流动。在许多实际情况下，可以不考虑空气流动。但是了解多孔介质中可压缩流体的流动是有意义的。

空气的传导系数 D_a^* 或空气渗透系数 k_a（即 $D_a^* g$）是土的体积-质量特性或应力状态的函数。空气渗透系数 k_a 及基质吸力〔即 k_a（u_a-u_w）〕或饱和度〔即 k_a（S_r）〕间的关系在第 5 章中有所论述。k_a 或 D_a^* 值随位置而变，且取决于土中孔隙空气体积的分布。非饱和土中空气渗透系数的可能变化如图 7.2 所示。在稳态空气流过程中，渗透系数可以假设为不随时间而变。

本节介绍用 Fick 定律推导一维、二维空气流的稳态方程式，包括非均质、各向同性及各向异性等各种情况。假设孔隙水压力已达到平衡的情况下，分析稳态空气流。应用数值方法，如有限差分或有限元法，可以解下列空气流方程。解方程式的途径与以前几节所述相似。

7.2.1　一维流

考虑非饱和（即不均匀）土单元，在 y 方向的一维空气流动（图 7.28）。在稳态条件下空气流动具有质量流动率 J_{ay}，并假设向上流动为正。连续性原理表明流入土单元的空气质量必须等于流出同一单元的空气质量。

$$\left(J_{ay}+\frac{dJ_{ay}}{dy}dy\right)dx\ dz-J_{ay}dx\ dz=0 \qquad (7.52)$$

式中

J_{ay}——y 方向通过单位面积土体的空气质量流动率。

将式（7.52）重新排列，得出空气质量流动率：

$$\left(\frac{dJ_{ay}}{dy}\right)dx\ dy\ dz=0 \qquad (7.53)$$

将 Fick 定律（见第 5 章）代入上式得出非线性微分方程：

$$\frac{d\left\{-D_{ay}^{*}\left(u_{a}-u_{w}\right)du_{a}/dy\right\}}{dy}=0 \qquad (7.54)$$

式中

D_{ay}^{*}（u_a-u_w）——空气传导系数，是基质吸力的函数；

du_a/dy——y 方向的孔隙气压力梯度；

u_a——孔隙气压力。

为简化起见，将传导系数 D_{ay}^{*}（u_a-u_w）写成 D_{ay}^{*}。D_{ay}^{*} 的空间变化使式（7.54）成为非线性。

$$D_{ay}^{*}\frac{d^{2}u_{a}}{dy^{2}}+\frac{dD_{ay}^{*}}{dy}\frac{du_{a}}{dy}=0 \qquad (7.55)$$

式中

dD_{ay}^{*}/dy——y 方向空气传导系数的变化。

式（7.54）及（7.55）描述土体中 y 方向的孔隙气压力分布。式（7.55）中的第 2 项计及传导系数的空间变化。传导系数等于空气渗透系数 K_{ay} 除以重力加速度（即 $D_{ay}^{*}=k_{ay}/g$）。换句话说，D_{ay}^{*} 及 k_{ay} 与基质吸力间有相同的函数关系。

用三轴渗透仪的压力盒测定空气渗透系数（见第 6 章）是一维稳态空气流的一种应用。此时假设整个土体内的空气渗透系数为常数。略去空气渗透系数随位置的变化，式（7.55）简化为线性微分方程：

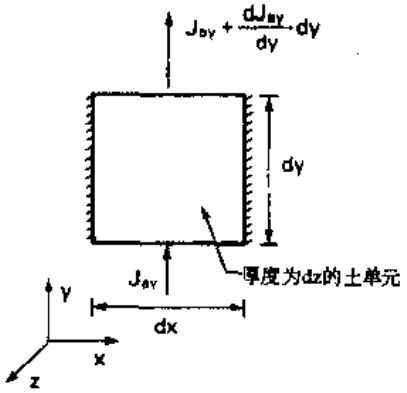


图 7.28 通过非饱和土单元的一维稳态空气流

$$\frac{d^{2}u_{a}}{dy^{2}}=0 \qquad (7.56)$$

将式（7.56）积分两次，得到 y 方向的孔隙气压力分布：

$$u_{a}=C_{1}y+C_{2} \qquad (7.57)$$

式中

C_1、C_2——积分常数，与边界条件有关；

y——在 y 方向上的距离。

图 7.29 表示在空气渗透试验过程中土试件内的孔隙空气压力分布。试件两端的空气压力（即 $y=0$ 时 $u_a=u_{ab}$；$y=h_s$ 时 $u_a=u_{at}$）是边界条件。将它代入式（7.57），结果得到沿土试件孔隙空气压力的线性方程（即 $u_a=(1-y/h_s)\,u_{ab}$）。

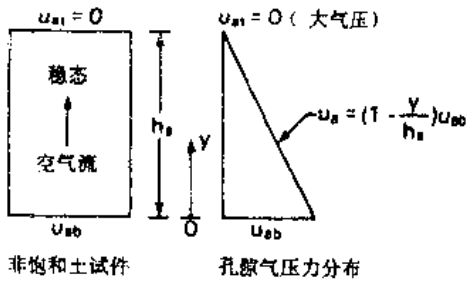


图 7.29 测定透气性系数 k_a 过程中的孔隙气压力分布

7.2.2 二维流

首先推导非均质、各向异性条件下二维稳态空气流的公式（图 7.2（b））。在 x 及 y 方向的空气传导系数 D_{ax}^{*} 及 D_{ay}^{*} 都与基质吸力有关，且使用同一传导函数 D_a^{*}（u_a-u_w）。土体内任一点的 D_{ax}^{*}/D_{ay}^{*} 之比假设为常数。承受二维空气流的一个单元如图 7.30 所示。符

令稳态流的连续性条件得出下列方程：

$$\left(J_{ax}+\frac{\partial J_{ax}}{\partial x}dx-J_{ax}\right)dy\ dz+\left(J_{ay}+\frac{\partial J_{ay}}{\partial y}dy-J_{ay}\right)dx\ dz=0 \qquad (7.58)$$

式中

J_{ax}——x方向通过单位面积土体的空气质量流动率。

将式（7.58）重新排列，得到下列方程：

$$\left(\frac{\partial J_{ax}}{\partial x}+\frac{\partial J_{ay}}{\partial y}\right)dx\ dy\ dz=0 \qquad (7.59)$$

将用于质量流动率 J_{ax} 及 J_{ay} 的 Fick 定律代入式（7.59），便可给出下列非线性偏微分方程：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{D_{ax}^{*}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial u_a}{\partial x}\right\}+\frac{\partial}{\partial y}\left\{D_{ay}^{*}\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial u_a}{\partial y}\right\}=0 \qquad (7.60)$$

式中

D_{ax}^{*}（u_a-u_w）——空气传导系数，是基质吸力的函数；

du_a/dx——x方向的孔隙空气压力梯度。

为简化起见，将 D_{ax}^{*}（u_a-u_w）及 D_{ay}^{*}（u_a-u_w）分别写成 D_{ax}^{*} 及 D_{ay}^{*}。传导系数 D_{ax}^{*} 通过重力加速度与空气渗透系数相联系（即 $D_{ax}^{*}=k_{ax}^{*}/g$）。将式（7.60）展开，得到下列流动方程：

$$D_{ax}^{*}\frac{\partial^2 u_a}{\partial x^2}+D_{ay}^{*}\frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2}+\frac{\partial D_{ax}^{*}}{\partial x}\frac{\partial u_a}{\partial x}+\frac{\partial D_{ay}^{*}}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y}=0 \qquad (7.61)$$

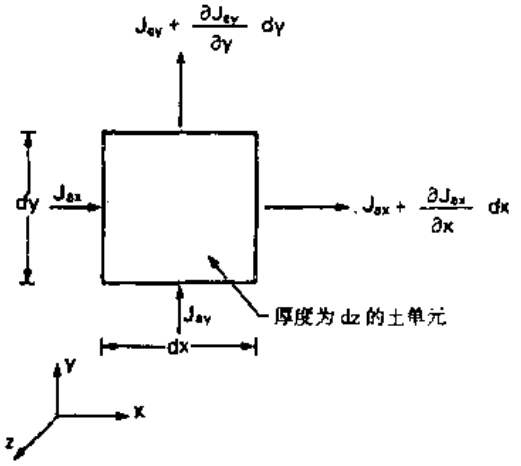


图 7.30　承受二维空气流的一个单元

式中

$\partial D_{ax}^{*}/\partial x$——$x$方向空气传导系数的变化。

传导系数的空间变化用式（7.61）中的第3及4项描述。这两项导致流动方程的非线性。当定解时，式（7.61）描述二维稳态空气流过程中土体内 x-y 平面上的孔隙气压力分布。

对于非均质、各向同性情况，x及y方向的传导系数是相等的（即 $D_{ax}^{*}=D_{ay}^{*}=D_a^{*}$），则式（7.61）变为：

$$D_a^{*}\left(\frac{\partial^2 u_a}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2}\right)+\frac{\partial D_a^{*}}{\partial x}\frac{\partial u_a}{\partial x}+\frac{\partial D_a^{*}}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y}=0 \qquad (7.62)$$

式中

D_a^{*}——x及y方向的空气传导系数。

这些空气流动的偏微分方程在形式上与以前讨论的水流方程是一致的。

7.3 通过水体的稳态空气扩散

空气通过饱和高进气值陶瓷板扩散是空气通过水体稳态扩散的一个例子。另一个例子是空气通过饱和土试件扩散。上述情况下扩散空气压力均通过某一水域而消散。

扩散系数的测定可以作为空气通过水体稳态扩散的一个例子。该系数假设为常数。描述空气扩散的偏微分方程与空气通过非饱和土流动的形式相同（即式（ 7.56 ））。通过土试件的孔隙气压力分布假设为线性的。

在测定扩散系数过程中饱和土试件的孔隙气压力及孔隙水压力分布的例子示于图 7.31 。试件每端的空气压力（即 $y=0.0$ 时， $u_a=u_{ab}=0.0$ ； $y=L$ 时， $u_a=u_{at}$ ）是边界条件。将边界条件代入式（ 7.57 ）得到 y 方向扩散孔隙气压力分布的线性方程（即 $u_a=(y/L)\,u_{at}$ ）。

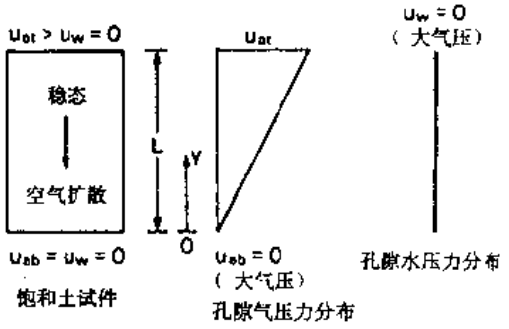


图 7.31 量测扩散系数 D 过程中的孔隙气压力分布

第 8 章　孔隙压力参数

非饱和土中的孔隙气压力和孔隙水压力的变化能直接影响其力学性状。在土体中可能出现两类孔隙压力。第一类是水通过土体发生渗流所引起的孔隙压力，它已在第 7 章中说明。第二类是土体上施加外荷（例如工程建筑物）所引起的孔隙压力。

荷重刚施加后产生的孔隙压力一般叫做不排水孔隙压力。在不排水条件下，施加的总应力由土骨架、孔隙气压力和孔隙水压力共同承担，其大小取决于它们的相对压缩性。所引起的孔隙气压力和孔隙水压力为施加的总应力的函数。如允许孔隙流体排出，则这些超孔隙压力将随时间而消散。最终由土骨架承担所施加的总应力。

本章所述为施加在土体上总应力所引起的孔隙压力。首先说明空气、水和两者的混合物的压缩性。至于非饱和土的土骨架的压缩性，则概括为本构关系的形式。建立孔隙压力与总应力之间的关系式要用到孔隙流体的压缩性。在推导中还考虑了各种不排水荷载情况下的各向同性和各向异性土。

孔隙压力响应是用孔隙压力参数表示的，它在工程实践中是很有用处的，特别是在土坝工程中更有用。因土坝施工期孔隙压力可以用孔隙压力参数来估算。在土的固结（第 15 章）等的瞬态分析中，要求估算起始的孔隙压力。本章还介绍外加荷所引起的孔隙压力的预估值与实测值之间的比较，并对此进行了讨论。

本章主要是针对各种加荷条件下产生的孔隙压力。

8.1　孔隙流体的压缩性

非饱和土在不排水条件下进行压缩过程中，孔隙空气和孔隙水是不允许外流的。土的体积变化是空气的压缩以及水的很少量的压缩所致。因为对于实践中通常碰到的应力范围来说，固体土粒的压缩可以忽略不计。孔隙流体的体积变化会引起孔隙气压力和孔隙水压力的变化，后两者随非饱和土的压缩量的增加而增加。通常将增加的孔隙压力称为超孔隙压力。每一相的体积变化所引起的压力改变与该相的压缩性有关。图 8.1 定义材料在不排水压缩条件下的体积变化与压力关系曲线上 A 点的压缩性。所谓等温压缩性就是在恒温条件下，单位体积的固定质量物体由于压力变化而引起的体积变化，把它定义为：

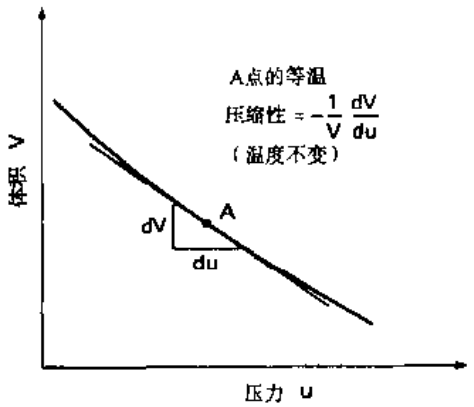


图 8.1　等温压缩性的定义

$$C = -\frac{1}{V}\frac{dV}{du} \tag{8.1}$$

式中

C——压缩性；

V——体积；

dV / du——压力变化引起的体积变化；

du——压力变化。

式（8.1）中的（dV / du）项前面的负号表示体积因压力的增加而减小。在式（8.1）中采用负号后，算得的压缩性变为正值。

在第 2 章中已说明过，在非饱和土中的孔隙流体由水和自由空气，以及溶解在水中的空气所组成。在推导流体混合物的压缩性时，要求知道空气和水各自的压缩性。

8.1.1 空气的压缩性

按照式（8.1）可用下式表示空气的等温压缩性：

$$C_a = \frac{-1}{V_a}\frac{dV_a}{du_a} \tag{8.2}$$

式中

C_a——空气的等温压缩性；

V_a——空气体积；

dV_a / du_a——空气由压力变化而引起的体积变化；

u_a——空气压力。

在恒温和不排气条件下的压缩过程中，空气的体积与压力之间的关系可用 Boyle 定律表示：

$$V_a = \frac{\overline{u}_{a0}V_{a0}}{\overline{u}_a} \tag{8.3}$$

式中

$\overline{u}_{a0}$——起始空气压力，以绝对压力计（也就是 $\overline{u}_{a0} = u_{a0} + \overline{u}_{atm}$）；

u_{a0}——起始空气压力，以压力表压力计；

$\overline{u}_{atm}$——大气压力（也就是 101.3 kPa）；

V_{a0}——空气的起始体积；

$\overline{u}_a$——空气压力，以绝对压力计（也就是 $\overline{u}_a = u_a + \overline{u}_{atm}$）。

以绝对空气压力 $\overline{u}_a$ 对空气体积 V_a 进行微分，得：

$$\frac{dV_a}{d\overline{u}_a} = -\frac{1}{\overline{u}_a^2}(\overline{u}_{a0}V_{a0}) \tag{8.4}$$

式（8.4）表示空气压力的微小改变所引起的空气体积的变化。将 Boyle 定律代入式（8.4），得：

$$\frac{dV_a}{d\overline{u}_a} = -\frac{V_a}{\overline{u}_a} \tag{8.5}$$

假定大气压力 $\overline{u}_{atm}$ 为常数，因此，绝对压力对体积之微分（$dV_a / d\overline{u}_a$）等于压力表压力对体积之微分（dV_a / du_a）。于是，可将式（8.5）代入式（8.2），并得空气的等温压缩性：

$$C_a = \frac{1}{\overline{u}_a} \tag{8.6}$$

式（ 8.6 ）表明，空气的等温压缩性与绝对空气压力成反比。换言之，空气的压缩性因空气压力的增加而减小。

8.1.2　水的压缩性

水的压缩性可用下式表示：

$$C_w = -\frac{1}{V_w}\frac{dV_w}{du_w} \qquad (8.7)$$

式中

C_w——水的压缩性；

V_w——水的体积；

dV_w / du_w——水压力改变所引起的水体积变化；

u_w——水压力。

图 8.2 表示了水的压缩性的实测成果（ Dorsey， 1940 ）。溶解在水中的空气对水的压缩性影响不大，也就是无空气水和被空气饱和的水的压缩性并无明显差别。

8.1.3　空气-水混合物的压缩性

空气-水混合物的压缩性可根据空气和水的压缩性直接按比例进行计算。在计算中尚需用到式（ 8.1 ）所示的压缩性定义和质量守恒定律。图 8.3 中表示了空气，水和固体土粒的体积之间的关系。设土的饱和度为 S，孔隙率为 n。空气-水混合物的总体积为水的体积 V_w 和空气体积 V_a 之和（即 $V_w + V_a$）。至于溶解空气的体积 V_d 包括在水体积 V_w 内。体积溶解系数 h 为溶解在单位水体积中的空气体积百分数。孔隙气压力和孔隙水压力分别为 u_a 和 u_w，其中 u_a 恒大于 u_w。土所承受的是压缩总应力 σ。

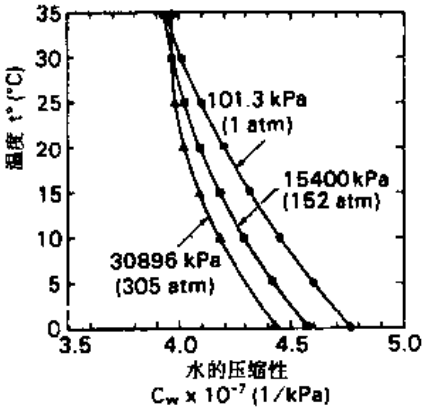


图 8.2　被空气饱和的水的等温压缩性(引自 Dorsey， 1940)

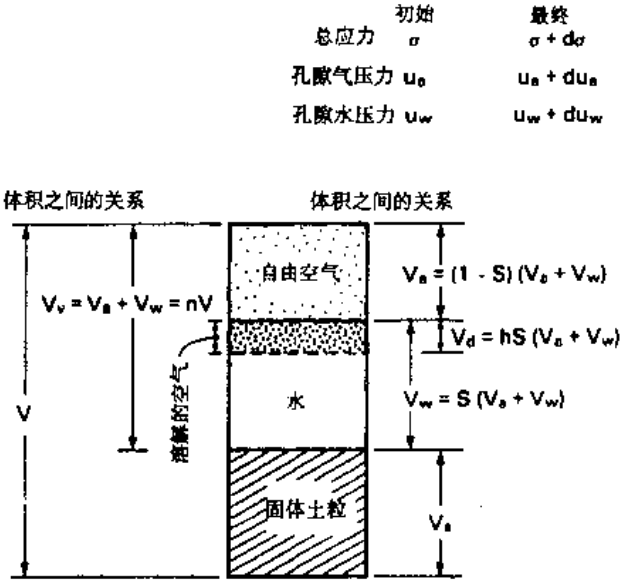


图 8.3　非饱和土中孔隙流体的体积组成

设在不排水的土上施加一微小的总应力增量 $d\sigma$。当空气和水的体积缩小时，孔隙气和孔隙水压力随之增加。对于微小的总应力增量而言，空气-水混合物的压缩性与总应力的关系可用下式表示：

$$C_{aw}=-\frac{1}{V_w+V_a}\left\{\frac{d(V_w-V_d)}{d\sigma}+\frac{d(V_a+V_d)}{d\sigma}\right\} \tag{8.8}$$

式中

C_{aw} ——空气-水混合物的压缩性；

(V_w+V_a) ——空气-水混合物的体积；

V_w——水的体积；

V_a——自由空气的体积；

$d(V_w-V_d)/d\sigma$——总应力改变所引起的水体积变化；

$d(V_a+V_d)/d\sigma$ ——总应力改变所引起的空气体积变化；

V_d ——溶解空气的体积。

式（8.8）为 Fredlund 在 1976 年建议的空气-水混合物的压缩性表达式的一种改良形式。在式（8.8）中，采用总应力变化 $d\sigma$ 作为基准压力，而 Fredlund 在 1976 年却以孔隙水压力变化 du_w 作为压缩性表达式中的基准压力。式（8.8）中的（$d(V_w-V_d)/d\sigma$）理应等于（$dV_w/d\sigma$），因为在水中溶解空气的体积是固定的。因此，在计算水的压缩性时采用水的总体积 V_w（即 $C_w=-(1/V_w)(dV_w/du_w)$）。

自由空气在压力下的体积变化遵循 Boyle 定律，至于自由空气进一步溶解于水中的规律，则遵循 Henry 定律。根据气相的起始和最终压力以及体积情况，可用 Boyle 定律直接算得总空气体积的变化。计算中假定自由空气的压缩和溶解于水在最终情况下已经完成。自由空气和溶解在水中的空气可以看作是承受同样压力的一体。虽然溶解空气的体积 V_d 为一固定量，但为清楚起见，在推导中仍予以保留。因此在式（8.8）中仍出现溶解空气体积 V_d 这一项。

对式（8.8）进行连锁微分，得：

$$C_{aw}=\frac{-1}{V_w+V_a}\left\{\frac{dV_w}{du_w}\frac{du_w}{d\sigma}+\frac{d(V_a+V_d)}{du_a}\frac{du_a}{d\sigma}\right\} \tag{8.9}$$

式中

dV_w/du_w——孔隙水压力变化引起的水体积改变；

$du_w/d\sigma$——总应力改变引起的水压力变化；

$d(V_a+V_d)/du_a$——孔隙气压力改变引起的空气体积变化；

$du_a/d\sigma$——总应力改变引起的气压力的变化。

式（8.9）可整理成如下形式：

$$C_{aw}=-\left[\frac{V_w}{V_w+V_a}\frac{1}{V_w}\frac{dV_w}{du_w}\right]\frac{du_w}{d\sigma}-\left[\frac{V_a+V_d}{V_w+V_a}\frac{1}{V_a+V_d}\frac{d(V_a+V_d)}{du_a}\right]\frac{du_a}{d\sigma} \tag{8.10}$$

将图 8.3 中的体积之间的关系及式（8.2）和（8.7）代入式（8.10），则得空气-水混合物的压缩性：

$$C_{aw}=SC_w\left(\frac{du_w}{d\sigma}\right)+(1-S+hS)C_a\left(\frac{du_a}{d\sigma}\right) \tag{8.11}$$

由于空气的等温压缩性 C_a 等于绝对空气压力 $\overline{u}_a$ 的倒数，因此，得：

$$C_{aw}=SC_w\left(\frac{du_w}{d\sigma}\right)+(1-S+hS)\left(\frac{du_a}{d\sigma}\right)/\overline{u}_a \tag{8.12}$$

在压缩性公式中引用孔隙压力参数

式（ 8.12 ）中，孔隙压力变化与总应力变化之比（ $du / d\sigma$ ）就是孔隙压力参数。此参数指出孔隙压力因总应力变化而引起的变化的大小。孔隙压力参数的概念首先由 Skempton （ 1954 ）和 Bishop （ 1954 ）提出。在气相和水相中的孔隙压力参数是不同的（ Bishop，1961a； Bishop 和 Henkel， 1962 ），且主要取决于土的饱和度。这些参数还随荷重条件而异。有关情况将在第 8.2 节中讨论。这些孔隙压力参数也可在试验室直接量测。对于各向等值的荷重情况而言，通常叫做孔隙压力参数 B 。将 B 代入式（ 8.12 ），得：

$$C_{aw} = SC_w B_w + \left\{(1 - S + hS)B_a / \overline{u}_a\right\} \qquad (8.13)$$

式中

B_w——在各向等值加荷下的孔隙水压力参数（即 $du_w / d\sigma_3$ ）；

σ_3——各向等值的（四围）总压力；

B_a——在各向等值加荷下的孔隙气压力参数（即 $du_a / d\sigma_3$ ）。

在非饱和土中，孔隙流体的压缩性式（ 8.13 ）中引进了参数 B_w 和 B_a 后就计及了土的基质吸力。在没有固体土粒的情况下，参数 B_a 和 B_w 就等于 1 。然而，有了固体土粒以后，由于表面张力的作用， B_a 和 B_w 值都将小于 1.0 ，其大小取决于基质吸力。在总应力作用下引起的孔隙气和孔隙水压力的变化率是不同的。 B_w 值大于 B_a 值。在低饱和度时，参数 B_a 和 B_w 值也低。当饱和时，两者都接近 1.0 。这时候基质吸力变为零。图 8.31 表明，在不排水受压条件下参数 B_a 和 B_w 的变化。

8.1.4　空气-水混合物的压缩性的组成部分

压缩性公式（ 8.13 ）中的第一项是指混合物中水的压缩性，而第二项是指空气部分的压缩性。空气部分的压缩性是由自由空气的压缩（即 $(1 - S)B_a / \overline{u}_a$ ）以及溶解于水中的空气的压

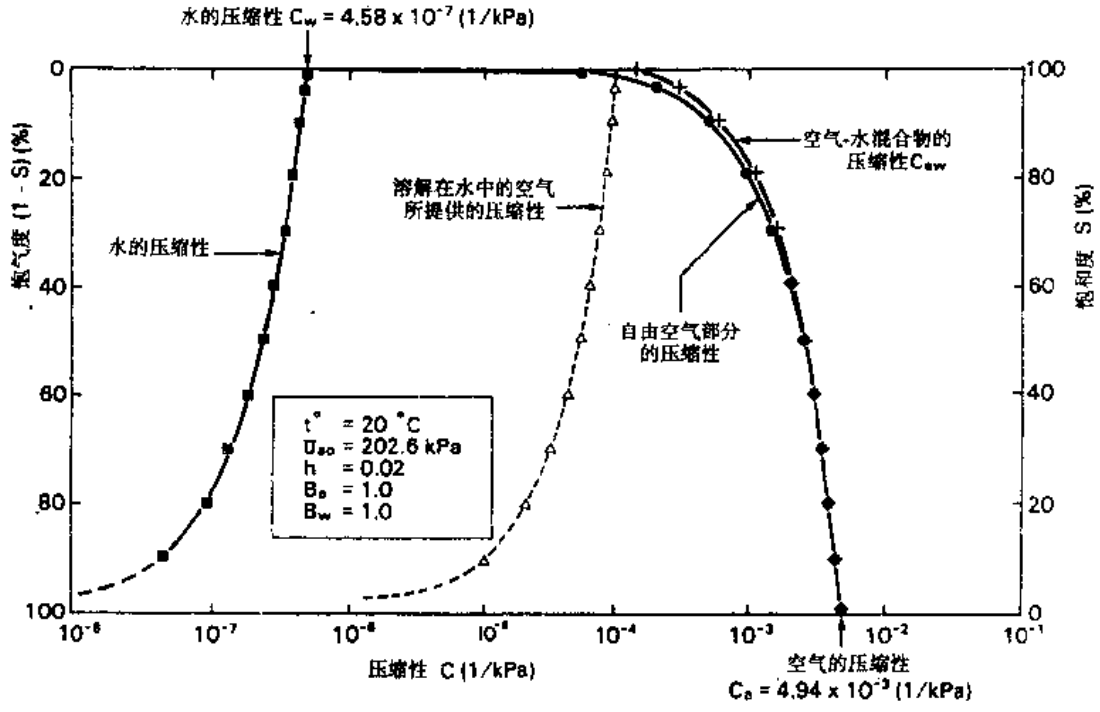


图 8.4　空气-水混合物的压缩性的组成部分

缩（即 $hSB_a / \bar{u}_a$）所引起的。图 8.4 说明了不同饱和度下，空气-水混合物的整体压缩性中的各个组成部分。该例中，起始绝对空气压力 $\bar{u}_{a0}$ 为 202.6 kPa（即 2 个大气压）。此外，还假定在任何饱和度下 B_a 和 B_w 值都等于 1.0。这一假定可能并不符合低饱和度的情况，然而，它使压缩性各组成部分之间的比较变得简单。

自由空气对混合物压缩性的影响

图 8.4 表明，空气-水混合物的压缩性主要取决于自由空气部分的压缩性（即 $(1-S)B_a / \bar{u}_a$）。当土的孔隙中全为空气时（即 S 等于零），孔隙流体的压缩性就等于空气的等温压缩性〔$\bar{u}_a$ 等于 202.6 kPa 时的等温压缩性为 4.94×10^{-3}（1 / kPa）〕。当土为饱和时（即 S 等于 1.0），土的孔隙完全被水所充填，孔隙流体的压缩性变成等于水的压缩性（即 4.58×10^{-7}（1 / kPa））。即使在土中含有 1 %的空气，就足以明显地增加孔隙流体的压缩性（见图 8.4）。只有当土全部为水所饱和时，计算水的压缩性才有意义。

溶解空气对混合物压缩性的影响

空气在水中的溶解对土的压缩性有影响。溶解在水中的空气所造成的压缩性（即 $hSB_a / \bar{u}_a$）约比水的压缩性（即 SC_wB_w）大两个量级。当自由空气的体积小于孔隙体积的 20 %左右时，溶解在水中的空气对空气-水混合物的压缩性就会有明显的影响。图 8.5 表明，在若干起始绝对空气压力下溶解空气对空气-水混合物的压缩性的影响。计算中，假定 B_a 和 B_w 分别等于 0.8 和 0.9。

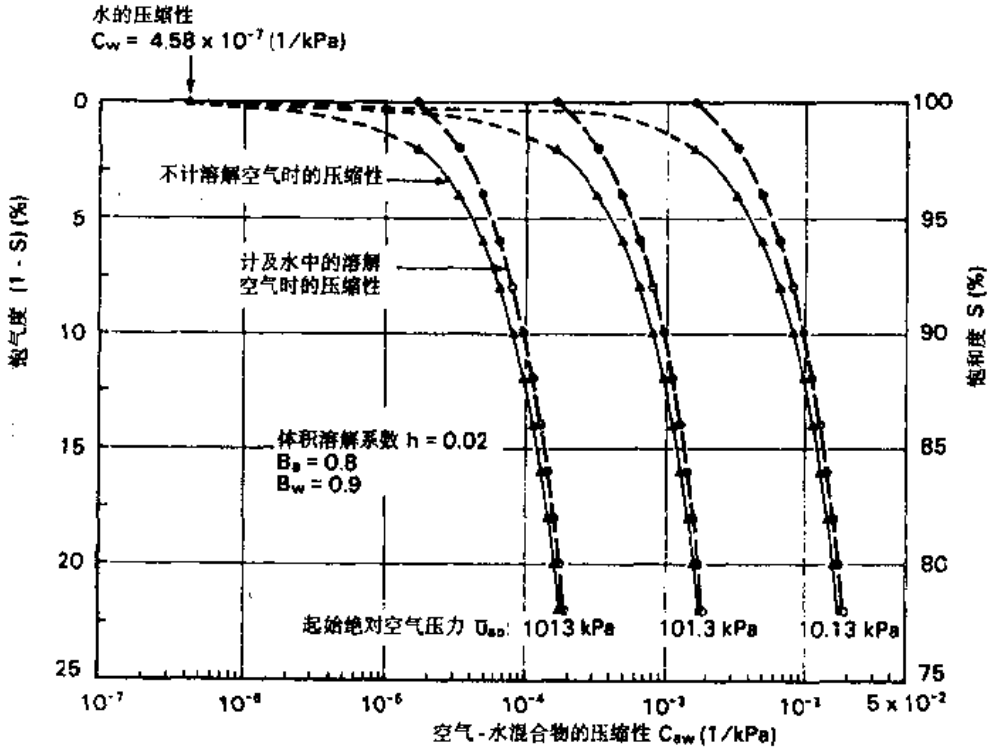


图 8.5 空气在水中的溶解性对空气-水混合物压缩性的影响

图 8.5 表明，空气的溶解性对空气-水混合物的压缩性的影响在任何起始气压力下都是相同的（指在对数尺度上）。然而，当饱和度达到 100 %时，空气溶解于水对空气-水混合物的压缩性的影响并不是平缓地变化的。在已无自由空气可溶解于水的点出现不连续性。于是，

式（ 8.13 ）中的第 2 项必须消失，而混合物的压缩性突然降低到水的压缩性。如果自由空气没有时间溶解于水，则式（ 8.13 ）中的（$hSB_a / \bar{u}_a$）项必须取为零。在这种情况下，孔隙流体的压缩性变化在接近饱和时是平缓地过渡的，如图 8.5 所示。

8.1.5　有关空气-水混合物压缩性的其它问题

许多学者研究过空气-水混合物的压缩性。例如 Bishop 和 Eldin （ 1950 ）； Skempton 和 Bishop （ 1954 ）等曾假定基质吸力为零，并忽略不计水的压缩性，提出了空气-水混合物的压缩性公式。这就意味着，以空气的压缩性代表孔隙流体的压缩性。这一公式适用于孔隙流体中气相的比例较大的情况。如略去式（ 8.13 ）中的第 1 项，并令 B_a 和 B_w 等于 1 ，也可得到下式：

$$C_{aw} = (1 - S + hS) / \bar{u}_a \qquad （ 8.14 ）$$

式（ 8.14 ）与 Bishop 和 Eldin （ 1950 ）建议的公式稍有不同。其差别在于空气压缩性的定义不同。在推导式（ 8.14 ）时，采用了式（ 8.2 ）的空气压缩性定义（即，$C_a = -（1 / V_a）/（dV_a / du_a）$）。Bishop 和 Eldin （ 1950 ）建议的公式中，空气压缩性是以起始空气体积为基准定义的：

$$C_a = -\frac{1}{V_{a0}} \frac{dV_a}{du_a} \qquad （ 8.15 ）$$

将式（ 8.4 ）中的（dV_a / du_a）项代入式（ 8.15 ）中，得一稍有不同的公式：

$$C_a = \frac{\bar{u}_{a0}}{\bar{u}_a^2} \qquad （ 8.16 ）$$

式（ 8.6 ）（即，$C_a = 1 / \bar{u}_a$）为在不排水压缩的体积与压力曲线上某点的空气压缩性，见图 8.1 。式（ 8.16 ）则是空气压力从 $\bar{u}_{a0}$ 变化到 $\bar{u}_a$ 期间的平均空气压缩性公式（ Skempton 和 Bishop， 1954 ）。当空气压力变化微小时，这两公式算得的空气压缩性之间的差别可以忽略不计。

若用平均的空气压缩性（即，$\bar{u}_{a0} / \bar{u}_a^2$）取代式（ 8.14 ）中的空气压缩性项（即 $1 / \bar{u}_a$），则得 Bishop 和 Eldin （ 1950 ）建议的空气-水混合物压缩性的公式：

$$C_{aw} = (1 - S + hS)\bar{u}_{a0} / \bar{u}_a^2 \qquad （ 8.17 ）$$

Koning （ 1963 ）为空气-水混合物压缩性建议了另一个公式。首先，该式推导中将孔隙气和孔隙水压力的变化表达为表面张力的函数。然而，后面假定孔隙气和水压力两者的变化是相等的。这意味着 B_a 和 B_w 都等于 1.0 。此外，他在推导中还略去了溶解在水中的空气所引起的压缩性（即，$hSB_a / \bar{u}_a = 0$）。将上述假定用于空气-水混合物的压缩性，得出如下公式 Koning （ 1963 ）：

$$C_{aw} = SC_w + (1 - S) / \bar{u}_a \qquad （ 8.18 ）$$

Verruijt （ 1969 ）在计算含水层中的弹性储量时也建议过式（ 8.18 ）。至于空气在水中的溶解以及基质吸力的影响都被忽略不计。

压缩性公式推导中 Kelvin 公式的局限性

Kelvin 的公式（即，$（u_a - u_w）= 2T_s / R_s$）表示基质吸力与表面张力 T_s 及曲率半径 R_s 之间的关系。 Schuurman （ 1966 ）和 Barends （ 1979 ）曾用 Kelvin 公式写出空气-水混合

物的压缩性公式。这个公式适用于饱和度约大于 85 %的气封闭系统。Kelvin 公式中将曲率半径 R_s 视为变量，而 R_s 是无法量测的。

所提出的理论认为，在不排水压缩过程中，孔隙水和气压力都随总应力之增大而增加。它还假定孔隙水压力有一临界值，在超过此值时，所有的自由空气将突然溶解（崩解）。这就是所谓的气泡崩溃理论，也就是当孔隙水压力达到临界值时发生崩溃。接近临界孔隙水压力时压缩性的增加是崩溃现象的反映。

可以预见，在气泡崩溃区中孔隙气与孔隙水压力之间的差（即基质吸力）将随总应力的增加而增加。然而，尚无试验成果证明这一假设。相反，试验成果表明，当总应力增加时孔隙气和孔隙水压力都连续增加到接近相同的值。这意味着在不排水压缩过程中，基质吸力随着总应力的增加而减小。看来在应用 Kelvin 公式于孔隙流体压缩性公式时在概念上是有问题的。

为了更好地了解 Kelvin 公式应用于孔隙流体压缩性公式时出现的问题，让我们分析一单元土块，它具有某一含水量和干重度。设在此土单元中有许多封闭气泡，犹如图 8.6a 所示。Kelvin 公式说明单元土块中的微观现象。封闭气泡的半径是无法量测的。因此，Kelvin 公式不能用于推导压缩性的宏观公式。

若以饱和单元土块中的有效应力和粒间应力概念进行比较〔图 8.6 （b）〕是有意义的。从微观角度出发，在土块中有无数作用在土粒接触点上的粒间应力。从宏观角度出发，作用在土上的有效应力只有一个。有效应力是用来说明饱和土性状所需的唯一的应力状态变量。而粒间应力的定义却不同，它是无法量测的，也无需用它来分析土的性状。犹如将 Kelvin 公式引入孔隙流体压缩性的宏观定义中时也会有误一样。

将 Kelvin 公式连同 Boyle 定律和 Henry 定律一起应用于研究空气-水混合物的压缩性时，得出的结果是不合理的。为说明这种不合理性，可设想增加作用于非饱和土试件上的总应力。总应力的增加导致土中的自由空气体积的压缩，按照 Boyle 定律，会引起孔隙气压力的增加。升高的空气压力驱使更多的自由空气按照 Henry 定律溶解入水中。于是自由空气的体积进一步减小，从而使空气-水之间的弯液面的曲率半径减小。按照 Kelvin 公式，基质吸力（$u_a - u_w$）必然要增加。

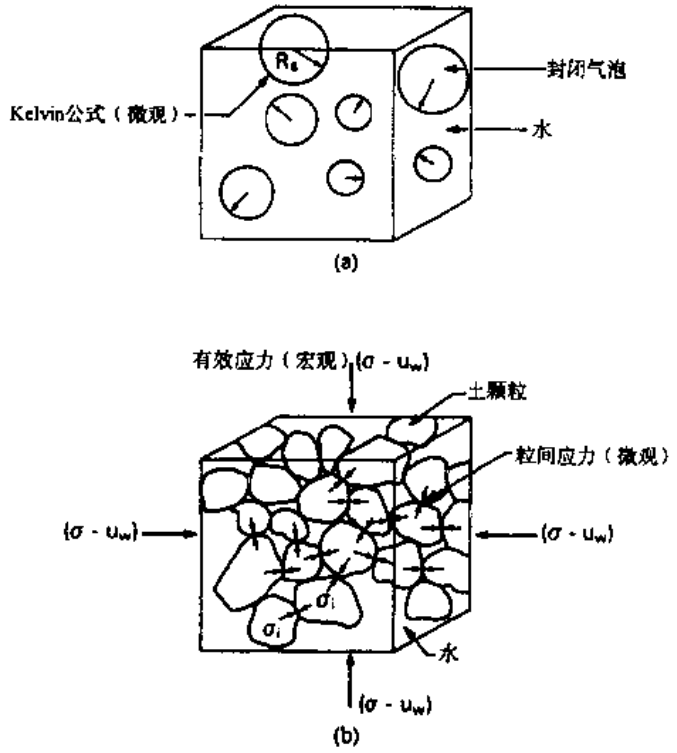


图 8.6 土的微观和宏观模型（a）空气-水混合物压缩性公式推导；（b）饱和土中的有效应力和粒间应力

基质吸力的增加意味着孔隙气压力的增量大于孔隙水压力的增量。由于总应力增量为正值，因此孔隙气和孔隙水压力的增量也是正值。按照 Kelvin 公式，空气压力增加，必然驱使更多的空气溶入水中，这是符合 Henry 定律的。其后果是自由空气体积进一步减小，并使整个过程不断重复。总之，这意味着只要

稍微增加一点总应力，就会引起连锁反应，直至自由空气体积减少到无限小，而相应的基质吸力变成无穷大。也就是说，总应力的微小增量会引发气泡失稳问题。然而，上述理论与试验成果并不符合，如图 8.36 所示。

试验成果表明，当基质吸力接近于零时孔隙气和孔隙水压力逐渐增加到同一值。这一过程是在不排水条件下分级增加总应力而逐渐完成的。

上述的明显不合理性是由于将微观的 Kelvin 公式应用于推导孔隙流体压缩性的宏观公式所致。可以设想，自由空气体积的减少并不一定伴随着起控制作用的曲率半径的减小，这一设想有助于部分地理解上述不合理性。图 8.7 表明，虽然在 1 区内的连续气相的体积，由于孔隙气压力从 u_{a1} 增加到 u_{a2} 而有所降低，但是起控制作用的半径可能在实际上会从 R_{s1} 增加到 R_{s2}。

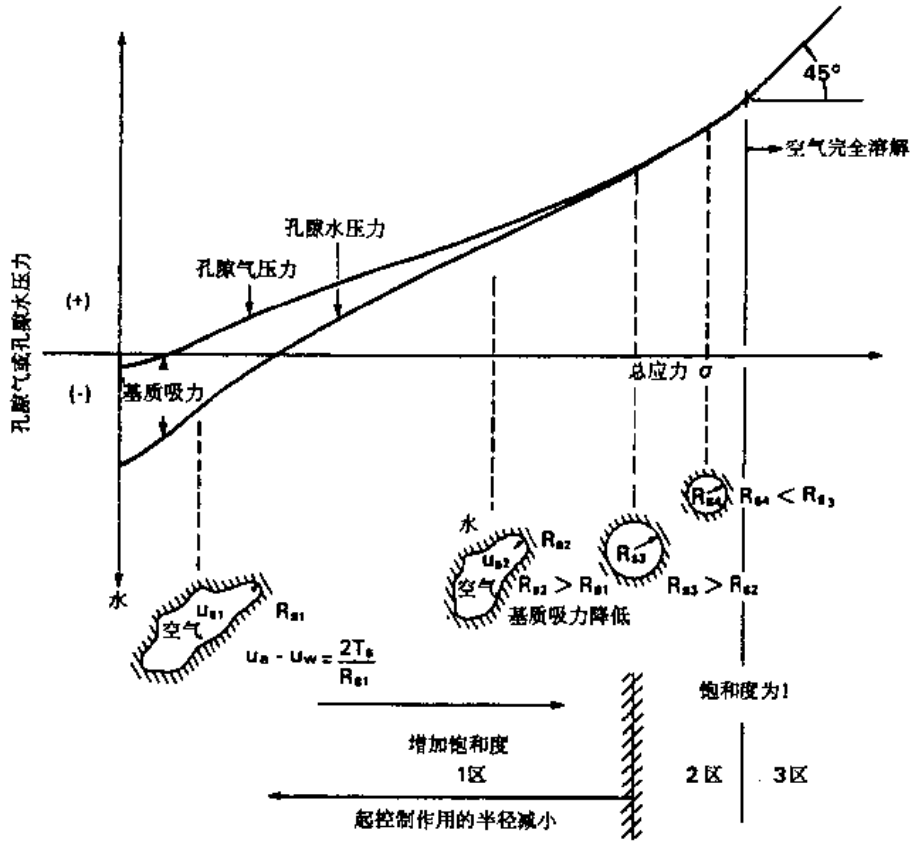


图 8.7　在不排水受压的条件，孔隙气压力和孔隙水压力随总应力的变化而改变的情况

上述设想仅适用于 1 区内的非球形气泡。非球形气泡的表面曲率半径并不相同，而 Kelvin 公式仅考虑起控制作用的半径。不过，提高总应力最终会使气泡变成球形，如图 8.7 中的 2 区所示。对于球形气泡来说，体积减小必然导致半径变小。在该情况下，应用 Kelvin 公式所引起的不合理问题就无法解决。

基于上述概念上的问题，看来最好不要将 Kelvin 公式用于压缩性公式中。作者建议，在孔隙空气连通的 1 区（图 8.7）最好直接量测或采用孔隙压力参数 B_a 和 B_w 来计算孔隙气和孔隙水压力。只要气相是连通的，就可从量得孔隙气压力。在气封闭的 2 区（图 8.7）中，空气泡与土骨架并不接触。空气泡的存在仅对孔隙流体的压缩性起作用。因此，可假定在该区内的孔隙气和孔隙水压力是相同的。

8.2 孔隙压力参数的推导

在上一节中曾用孔隙压力参数来表示在不排水受压条件下孔隙压力随着总应力的改变而变化的情况。本节将说明在各种荷载条件下的孔隙压力参数的推导。在公式的推导中考虑了涉及的相对压缩性。一个公式是为水相而推导的，而另一公式是针对气相的。这些公式有助于分析非饱和土在不排水受荷条件下出现的孔隙压力。然而，这些公式并不是用来取代孔隙压力参数的直接量测。

8.2.1 切线和割线孔隙压力参数

非饱和土的孔隙压力参数既可定义为切线参数，也可定义为割线参数。这两种定义在概念上与弹性力学中采用的切线和割线模量相类似。

先考虑各向等压下的不排水压缩过程中的孔隙气和孔隙水压力，如图 8.8 所示。在四围总应力增量下，孔隙水压力增量大于孔隙气压力增量。孔隙压力参数 B 是指周围应力所引起的孔隙压力。在土的加载过程中，某 1 点（见图 8.8 中的 1 点）水相或气相的孔隙压力参数既可定义为切线式的也可为割线式的。如各向等值压力的增量是从起始状态算起，则对于气相来说都可表达为割线孔隙压力参数 B_a'。

$$B_a' = \frac{\Delta u_a}{\Delta \sigma_3} \tag{8.19}$$

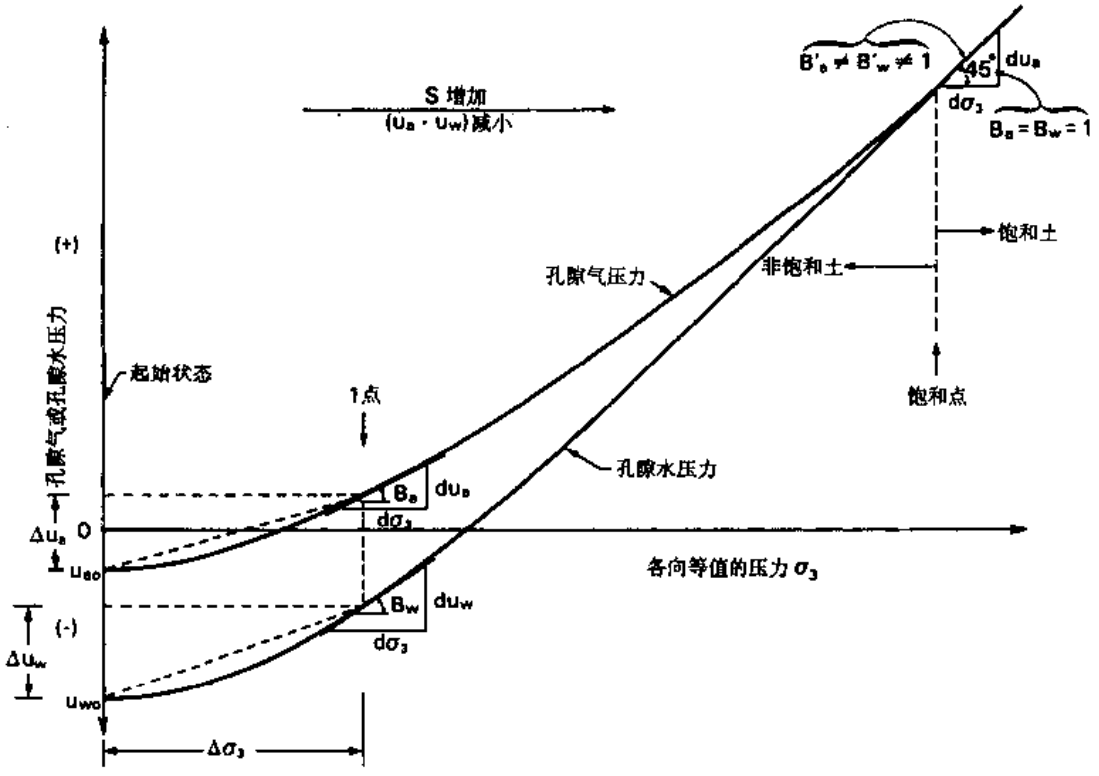


图 8.8 切线和割线孔隙压力参数

式中

B_a'——各向等压不排水压缩期间气相的割线孔隙压力参数；

Δu_a——各向等值压力的增加，$\Delta\sigma_3$，所引起的孔隙气压力的增加；孔隙气压力的增量也是从起始状态算起（即，$u_a - u_{a0}$）；

u_{a0}——起始孔隙气压力；

$\Delta\sigma_3$——各向等值压力的增量，也从起始状态算起。

同样，对水而言的割线孔隙压力参数为：

$$B_w' = \frac{\Delta u_w}{\Delta\sigma_3} \qquad (8.20)$$

式中

B_w'——各向等压不排水压缩期间水相的割线孔隙压力参数；

Δu_w——各向等值压力的增加，$\Delta\sigma_3$，所引起的孔隙水压力的增加；孔隙水压力的增量也是从起始状态算起（即，$u_w - u_{w0}$）；

u_{w0}——起始孔隙水压力。

如果在点1上增加一无限小的各向等值压力，则可采用切线孔隙压力参数 B 来表示引起的孔隙压力大小（见图8.8）。气相和水相的切线孔隙压力参数可写成：

$$B_a = \frac{du_a}{d\sigma_3} \qquad (8.21)$$

$$B_w = \frac{du_w}{d\sigma_3} \qquad (8.22)$$

式中

B_a——各向等压不排水压缩期间气相的切线孔隙压力参数；

du_a——各向等值压力的无限小增量 $d\sigma_3$ 所引起的孔隙气压力增量；

$d\sigma_3$——各向等值压力的无限小增量；

B_w——各向等压不排水压缩期间水相的切线孔隙压力参数；

du_w——各向等值压力的无限小增量 $d\sigma_3$ 所引起的孔隙水压力增量。

在前节的式（8.13）中采用了切线孔隙压力参数 B 的概念，在该式中总应力的增量为无限小。然而，在计算大的总应力变化所引起的最终孔隙气和孔隙水压力时，割线孔隙压力参数 B' 特别有用。如果采用逐步逼近技术并考虑总应力的增量是有限大的，那末也可用切线孔隙压力参数 B 预估大的总应力变化所引起的最终孔隙压力。总应力是从起始状态逐级增加到所研究的最终状态的。当接近饱和时，孔隙水压力接近孔隙气压力，即 $u_w \to u_a$ 或 $B_w \to B_a$，此时气泡溶解于水。

达到饱和以后，总应力的变化几乎引起同样大小的孔隙水压力变化。在饱和后，总应力变化与孔隙水压力变化之间的微小差别可以忽略不计，因为水的压缩性比土骨架的压缩性低（Skempton，1954）。换言之，切线参数 B 等于1.0，即 $B_a = B_w = 1.0$。在试验室进行试验时采用的一个常规方法是，当孔隙压力参数 B 达到1.0时，认为土达到完全饱和（Skempton，1954）。然而，即使土达到了饱和，割线孔隙压力参数 B' 仍可能小于1.0。类似的情况是，在达到饱和后 B_a' 和 B_w' 值并不相同，因为它们是以起始状态为依据而算得的，而起始状态的孔隙气压力必大于孔隙水压力（图8.8）。

以下诸节中将推导在各种荷载条件下的切线孔隙压力参数。唯一例外的是Hilf公式，该式所表示的是割线孔隙压力参数。为了把割线和切线孔隙压力参数区别开来，故在割线参数

的右上角打有“′”号，如 B'。

8.2.2 必要的本构关系概述

在孔隙压力参数的推导中，需用到非饱和土的体积变化本构关系。这些本构关系描述在排水条件下受到荷重时的体积变化。体积变化是用应力状态变量的改变来表示的。这些本构关系将在第 12 章中建立和说明。本节仅对孔隙压力参数的推导所需要的本构关系加以概述。应用排水条件下取得的本构关系于推导不排水加荷条件下的孔隙压力参数公式将在第8.2.3节中加以说明。

设有一非饱和土的试件发生一维排水压缩，当该试件发生压缩时，应力状态变量（$\sigma - u_a$）及（$u_a - u_w$）随之变化。其体积变化符合土骨架的本构关系。土的体积变化主要是孔隙流体的压缩所致，因为固体土粒基本上是不可压缩的。图 8.9（a）表示孔隙体积 V_v 与土的起始总体积 V_0 之比 V_v / V_0 与应力状态参数之间的关系。图 8.9（a）中所示的理想化的三维表面是土骨架的本构关系。对于应力状态的有限变化来说，可用线性本构关系表示，如图 8.9（a）所示。Fredlund 和 Morgenstern（1976）建议的体积变化线性公式为：

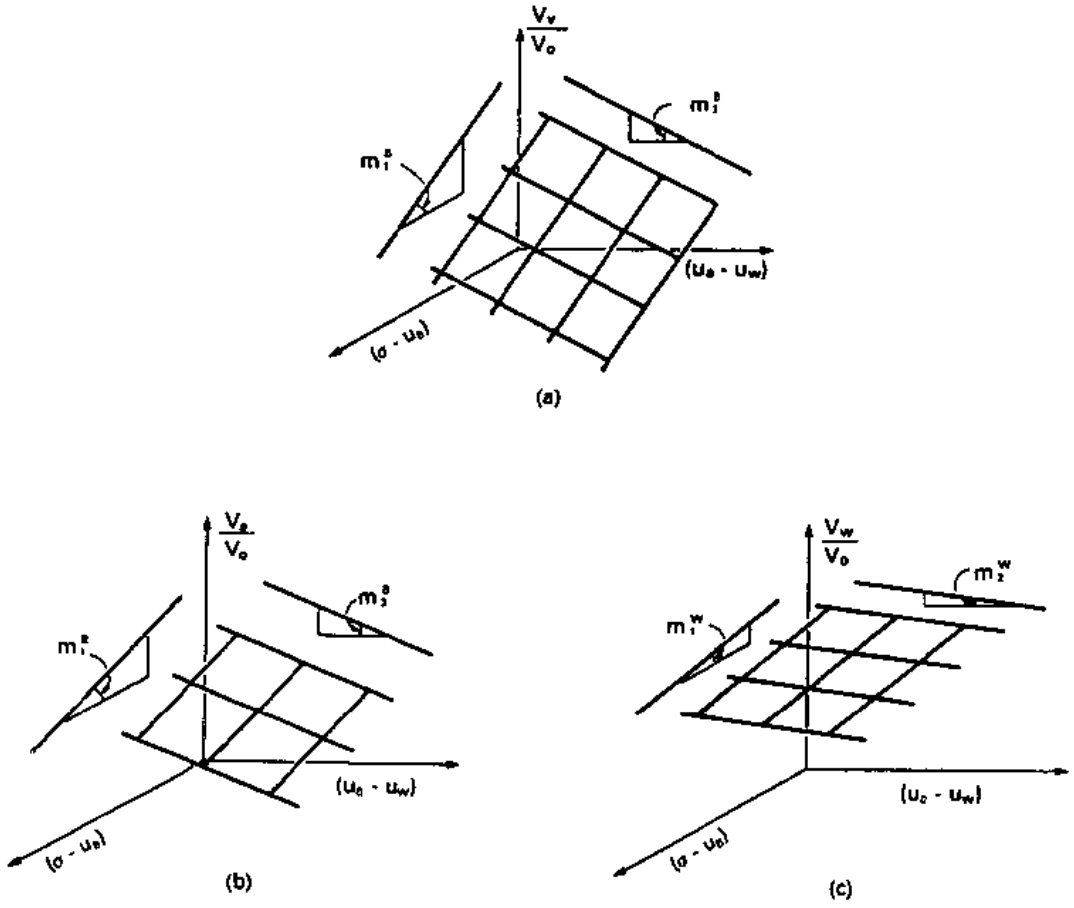


图 8.9 一维排水压缩期间，本构关系的线性部分

（a）土骨架的本构面；（b）气相的本构面；（c）水相的本构面

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s d(\sigma - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \qquad (8.23)$$

式中

dV_v / V_0——土的体积变化与起始总体积之比；

V_v——土的孔隙体积；

V_0——土的起始总体积；

m_s^1——与净法向应力变化有关的土的体积变化系数；

$d(\sigma - u_a)$——净法向应力的改变；

m_s^2——与基质吸力变化有关的土的体积变化系数；

$d(u_a - u_w)$——基质吸力的改变。

根据非饱和土单元的连续性原理，土的体积变化必定等于孔隙水和孔隙气体积变化之总和。图8.9（b）和（c）分别表示气相和水相的理想化本构面。对于应力状态变量的有限变化而言，它们与空气和水的体积变化之间的关系可看作是线性的，分别见图8.9（b）和（c）。空气体积的改变可用下式表达：

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_1^a d(\sigma - u_a) + m_2^a d(u_a - u_w) \tag{8.24}$$

式中

dV_a / V_0——空气体积变化与土的起始总体积之比；

V_a——空气体积；

m_1^a——与净法向应力变化有关的空气体积变化系数；

m_2^a——与基质吸力变化有关的空气体积变化系数。

水体积的改变可写成如下形式：

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \tag{8.25}$$

式中

dV_w / V_0——水体积变化与土的起始总体积之比；

V_w——水的体积；

m_1^w——与净法向应力变化有关的水体积变化系数；

m_2^w——与基质吸力变化有关的水体积变化系数。

土单元的连续性要求：

$$\frac{dV_v}{V_0} = \frac{dV_a}{V_0} + \frac{dV_w}{V_0} \tag{8.26}$$

考虑体积连续性时，下列两式必须得到满足：

$$m_1^s = m_1^a + m_1^w \tag{8.27}$$

$$m_2^s = m_2^a + m_2^w \tag{8.28}$$

上述诸本构关系可用于计算不排水压缩条件下发生的体积变化（图8.8）。起始与最终状态之间发生的体积变化，则可采用逐步行近技术，并考虑应力状态变量的增量是有限大的。总应力每个增量施加后的土、水和空气的体积都必须计及。

虽然已有土骨架、水和空气三者的本构关系，但在推导孔隙压力参数公式时只需要两个本构关系，故将采用土骨架和气相的本构方程。

8.2.3 排水和不排水加荷

本节说明如何应用从排水加荷条件下取得的本构关系应用于不排水加荷。在排水或不排水条件下施加各向等值总压应力增量$d\sigma$，都会引起体积变化。在排水条件下，施加总应力增量后允许空气和水从土中排出。土中的应力状态变量随之改变，土的体积也改变。根据土骨架的本构关系以及应力状态变量的改变，可以算出体积变化。

在不排水条件下，空气和水都不允许排出土外。总应力的增大使孔隙气和孔隙水压力都增加，应力状态变量随之也发生变化。孔隙流体的压缩造成孔隙压力的增加。在不排水条件下土的体积变化即孔隙流体在压力下的体积变化，如图 8.10（a）所示。孔隙流体的体积变化dV_v等于空气-水混合物的压缩性C_{aw}（即式 8.8）与孔隙流体的体积V_v（即$V_w + V_a = nV$）和总应力增量$d\sigma$之乘积：

$$\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_0 = C_{aw} n\, d\sigma \tag{8.29}$$

式中

$(dV_v / V_0)_0$——不排水压缩过程中的体积变化与土的初始总体积之比；孔隙流体压缩所引起的体积变化；

n——孔隙率（当应力状态变量或体积变化较小时，可假定$V_v / V = V_v / V_0$）。

土骨架的本构关系也可写成应力状态变量的改变与体积变化之间的表达式。总应力的增加使净法向应力增加$d(\sigma - u_a)$，并使基质吸力降低$d(u_a - u_w)$。前者引起的体积缩小〔见图 8.10（a）〕：

$$\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_1 = m_1^s d(\sigma - u_a) \tag{8.30}$$

式中

$(dV_v / V_0)_1$——净法向应力的改变$d(\sigma - u_a)$所引起的体积变化与土的初始总体积之比。

基质吸力的降低一般使土体积增加〔见图 8.10（b）〕：

$$\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_2 = m_2^s d(u_a - u_w) \tag{8.31}$$

式中

$(dV_v / V_0)_2$——基质吸力的改变$d(u_a - u_w)$所引起的体积变化与土的初始总体积之比。

式（8.31）表明，基质吸力降低使体积增大或膨胀。在式（8.31）中的m_2^s值必须是从卸荷曲线上取得的（见第 13 章）。式（8.30）和（8.31）之和即为由土骨架之总体积变化来表示的本构关系：

$$\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_1 + \left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_2 = m_1^s d(\sigma - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \tag{8.32}$$

本构关系式（8.32）所表示的总体积变化可以等于孔隙流体压缩所引起的体积变化〔即式（8.29）〕：

$$\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_1+\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_2=\left(\frac{dV_v}{V_0}\right)_0 \tag{8.33}$$

或

$$m_1^s d(\sigma-u_a)+m_2^s d(u_a-u_w)=C_{aw}nd\sigma \tag{8.34}$$

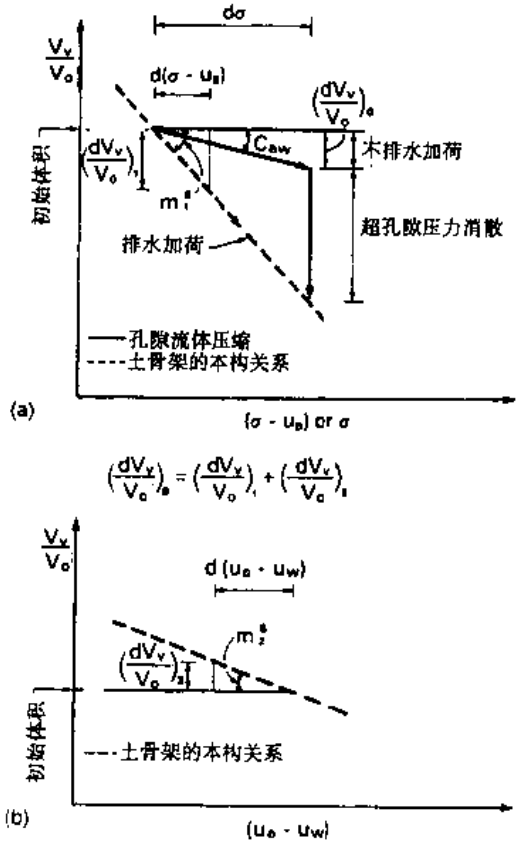


图 8.10　非饱和土在加荷过程中的体积变化（a）因$(\sigma-u_a)$或 σ 的改变而引起的体积变化；（b）因(u_a-u_w)的改变而引起的体积变化

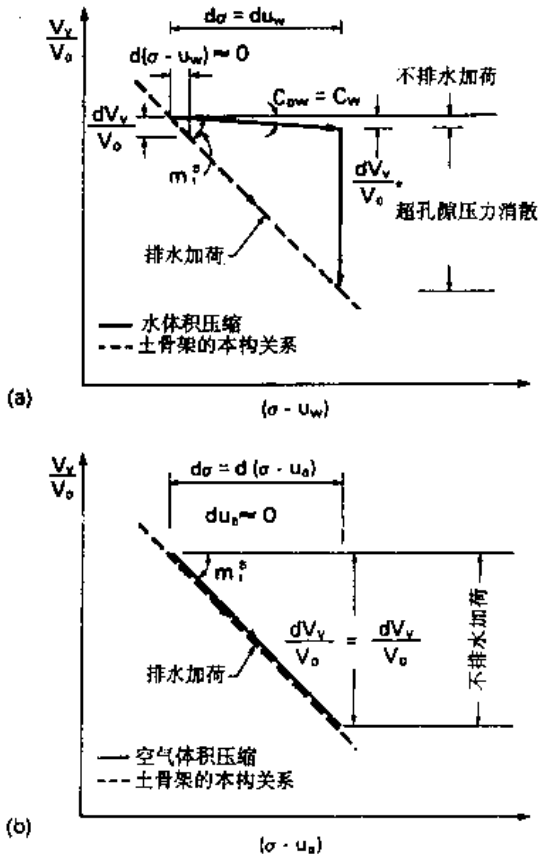


图 8.11　饱和度在极端情况下的体积变化（a）饱和土的体积变化；（b）干土的体积变化

在饱和土的孔隙中全部充满水，孔隙流体的压缩就等于水的压缩，它比土骨架的压缩小得多。在不排水条件下施加的总应力增量 $d\sigma$ 几乎全部转移到水相上（即 $du_w \approx d\sigma$），亦即孔隙水压力参数接近于 1.0。因此，不排水加荷时，有效应力实质上并不改变〔即 $d(\sigma-u_w)\approx 0$〕。土骨架的体积变化也极小〔图 8.11（a）〕。同理，由于水的压缩性低，由于孔隙流体压缩导致土的体积变化也是极小的〔见图 8.11（a）〕。

在干土的孔隙中主要是空气，它比土骨架的压缩性大得多。当孔隙气压力低时，这一现象特别显著，因为空气的等温压缩性与绝对空气压力成反比。因此，在不排水条件下施加的总应力增量 $d\sigma$ 几乎全部转移到土骨架上。此时，孔隙压力实际上保持不变或孔隙压力参数接近于零。相应的体积变化可根据土骨架的本构关系〔图 8.11（b）〕，以及净法向压力的变化来计算。在干土中的基质吸力的改变所引起的体积变化可忽略不计，如第 3 章中所述。在

不排水加荷过程中，土骨架发生压缩（图 8.11 （b））随之空气发生压缩，但由于空气的压缩性高，因此，只有当体积变化很大时，孔隙气压力才有明显变化。

8.2.4 总应力与土的各向异性

针对不同的加荷条件和土的各向异性情况，可推导出相应的孔隙压力参数。图 8.12 所示的各种加荷条件与 Lambe 和 Whitman （1979）为饱和土所总结的加荷条件相类似。图中的 $d\sigma_1$，$d\sigma_2$ 和 $d\sigma_3$ 分别为大、中和小主应力增量。对于 K_0 加荷条件，土只能在一个方向发生体积变化，也就是沿 y 方向发生体变。对于其它加荷条件来说，土体积发生三维（即 x，y 和 z）变化。这些加荷条件的差别是施加总应力增量的方向和大小不同，如图 8.12 所示。

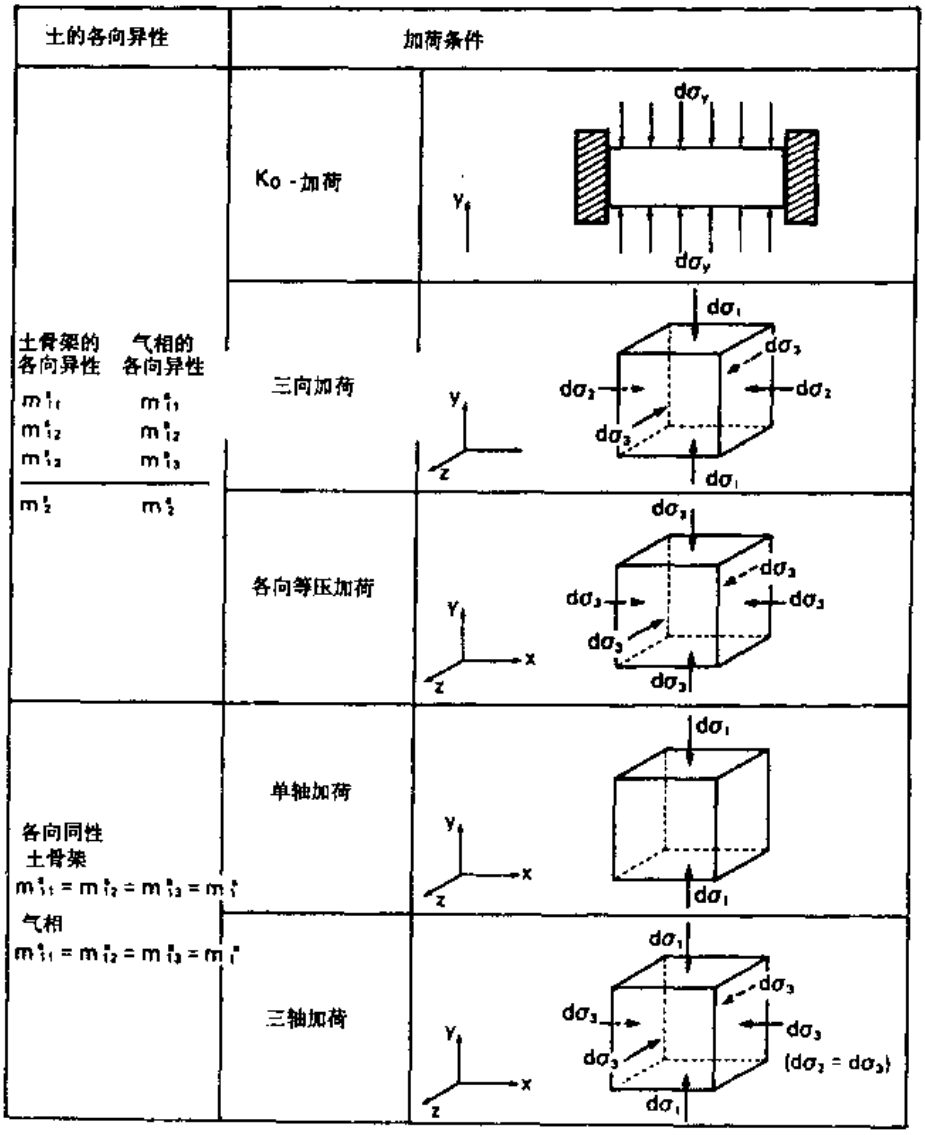


图 8.12 导出孔隙压力参数的加荷条件和土的各向异性概要

各向同性的土是指不同方向的压缩性相等的土，也就是沿 x、y 和 z 方向的 m^s_i 和 m^a_i 值为常数。在孔隙压力参数的推导中仅选用土骨架和气相的本构方程为依据。

此处土的各向异性是指土的压缩性随各应力状态变量增量的关系随方向而异。所需要独立模量的数量取决于每一方向的纵向应变是否要求分别估算，或取决于是否要求估算三维的体积变化。下面的讨论是针对体积变化的估算而言的，土骨架的压缩性沿 x、y 和 z 方向是不同的，分别为 m_{11}^{s}，m_{12}^{s} 和 m_{13}^{s}。同理，x，y 和 z 方向的气相的模量分别为 m_{11}^{a}，m_{12}^{a} 和 m_{13}^{a}。然而，可以假定与基质吸力的改变有关的压缩性不因方向不同而各异，即为单个值 m_2^s 和 m_2^a。

各向同性土在各种加荷条件下的孔隙压力参数的推导如下。由于一维加荷或 K_0 加荷是土力学中经常碰到的情况，因此，在 K_0 加荷情况下的体变模量的右下角加注“ k ”（即 m_{1k}^{s} 和 m_{1k}^{a}），以与其它加荷条件相区别。

8.2.5　K_0 加荷

在 K_0 不排水加荷条件下的诸孔隙压力参数的推导中，总应力增量是沿垂直方向施加的，如图 8.13 所示。令 $d\sigma_y$ 为总应力增量，并假定垂直方向为大主应力方向。式（ 8.34 ）为土体积变化与孔隙流体压缩所引起的体积变化间之关系式。将 K_0 加荷条件（即 $d\sigma_y$）代入式（ 8.34 ），得：

$$m_{1k}^{s}d\left(\sigma_y-u_a\right)+m_2^{s}d\left(u_a-u_w\right)=C_{aw}n\ d\sigma_y \qquad (8.35)$$

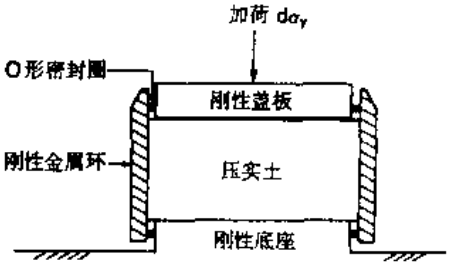


图 8.13　在 K_0 不排水加荷条件下导出孔隙压力参数的模拟条件

式中

m_{1k}^{s}——在 K_0 加荷条件下与净大主应力的变化有关的土骨架压缩性；

$d\sigma_y$——大主应力的无限小增量。

将总应力的改变代入式（ 8.12 ）中，得空气-水混合物的压缩性 C_{aw} 方程：

$$C_{aw}=SC_w\left(\frac{du_w}{d\sigma_y}\right)+\left(1-S+hS\right)\left(\frac{du_a}{d\sigma_y}\right)\ /\ \overline{u}_a \qquad (8.36)$$

式（ 8.35 ）和（ 8.36 ）合并后，得 K_0 不排水加载情况的如下关系式：

$$m_{1k}^{s}\ d\left(\sigma_y-u_a\right)+m_2^{s}\ d\left(u_a-u_w\right)=SnC_w\ du_w+\left(1-S+hS\right)n\ du_a/\overline{u}_a \qquad (8.37)$$

式（ 8.37 ）可重新整理成如下形式，表示孔隙水压力变化 du_w 与总应力改变 $d\sigma_y$ 之间的关系：

$$du_w=\left(\frac{m_2^{s}-m_{1k}^{s}-\left\{\left(1-S+hS\right)n/\overline{u}_a\right\}}{m_2^{s}+SnC_w}\right)du_a+\left(\frac{m_{1k}^{s}}{m_2^{s}+SnC_w}\right)d\sigma_y \qquad (8.38)$$

压缩性 m_2^s 可写成与总应力变化有关的压缩性 m_{1k}^{s} 的比值：

$$R_{sk}=m_2^{s}/m_{1k}^{s} \qquad (8.39)$$

将式（ 8.39 ）代入式（ 8.38 ），得：

$$du_w=\left(\frac{R_{sk}-1-\left\{\left(1-S+hS\right)n/\left(\overline{u}_a m_{1k}^{s}\right)\right\}}{R_{sk}+SnC_w/m_{1k}^{s}}\right)du_a+\left(\frac{1}{R_{sk}+SnC_w/m_{1k}^{s}}\right)d\sigma_y \qquad (8.40)$$

式（ 8.40 ）可进一步简化为：

$$du_w = R_{1k}du_a + R_{2k}d\sigma_y \tag{8.41}$$

式中

$$R_{1k} = \frac{R_{sk} - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_{1k}^s\right)\right\}}{R_{sk} + SnC_w / m_{1k}^s};$$

$$R_{2k} = \frac{1}{R_{sk} + SnC_w / m_{1k}^s}$$

式（8.41）中有两个未知数，即 du_w 和 du_a。为了计算孔隙压力变化，需要第二个独立的方程式，该式的推导是以空气体积的变化为依据的。式（8.24）为气相的本构关系。由于空气的压缩所引起的体积变化 dV_a 等于空气的压缩性〔即式（8.36）中之第二项〕与孔隙流体的体积 nV 以及总应力增量 $d\sigma_y$ 之乘积：

$$\frac{dV_a}{V_0} = \left\{\frac{(1 - S + hS)n}{\bar{u}_a}\right\}du_a \tag{8.42}$$

式（8.24）为气相的本构关系。该式所给出的体积变化必定等于由于空气的压缩所引起的体积变化（见式（8.42））：

$$m_{1k}^a d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_2^a d\left(u_a - u_w\right) = \frac{(1 - S + hS)n}{\bar{u}_a}du_a \tag{8.43}$$

式中

m_{1k}^a ——在 K_0 加荷条件下测得的（V_a / V_0）与 $\left(\sigma_y - u_a\right)$ 曲线之斜率。

第二个方程式，即式（8.43）可以改写成孔隙气压力变化 du_a 与总应力增量 $d\sigma_y$ 之间的关系式：

$$du_a = \left[\frac{m_2^a}{m_2^a - m_{1k}^a - \left\{(1 - S + hS)n / \bar{u}_a\right\}}\right]du_w - \left[\frac{m_{1k}^a}{m_2^a - m_{1k}^a - \left\{(1 - S + hS)n / \bar{u}_a\right\}}\right]d\sigma_y \tag{8.44}$$

模量 m_2^a 及 m_{1k}^a 之间的关系可用一比值 R_{ak} 表达：

$$R_{ak} = m_2^a / m_{1k}^a \tag{8.45}$$

将式（8.45）代入式（8.44），得：

$$\begin{aligned} du_a = &\left[\frac{R_{ak}}{R_{ak} - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_{1k}^a\right)\right\}}\right]du_w \\ &- \left[\frac{1}{R_{ak} - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_{1k}^a\right)\right\}}\right]d\sigma_y \end{aligned} \tag{8.46}$$

式（8.46）可写成简化的形式：

$$du_a = R_{3k}du_w - R_{4k}d\sigma_y \tag{8.47}$$

式中●

● 下式中的 m_{1k}^a 原文误为 m_{1k}^s ——译者。

$$R_{3k}=\left[\frac{R_{ak}}{R_{ak}-1-\left\{(1-S+hS)n/\left(\overline{u}_a m_{1k}^a\right)\right\}}\right];$$

$$R_{4k}=\left[\frac{1}{R_{ak}-1-\left\{(1-S+hS)n/\left(\overline{u}_a m_{1k}^a\right)\right\}}\right]。$$

在 K_0 不排水加荷条件下的孔隙气和孔隙水压力参数可分别用 B_{ak} 和 B_{wk} 表示，它们是针对某特定应力点的切线参数：

$$B_{ak}=\frac{du_a}{d\sigma_y} \tag{8.48}$$

$$B_{wk}=\frac{du_w}{d\sigma_y} \tag{8.49}$$

式（8.41）和（8.47）可用孔隙压力参数来表示，并可写成如下形式：

$$B_{wk}=R_{1k}B_{ak}+R_{2k} \tag{8.50}$$

$$B_{ak}=R_{3k}B_{wk}-R_{4k} \tag{8.51}$$

将式（8.50）代入式（8.51），得孔隙气压力参数 B_{ak} 的表达式：

$$B_{ak}=\frac{R_{2k}R_{3k}-R_{4k}}{1-R_{1k}R_{3k}} \tag{8.52}$$

同理，将式（8.51）代入式（8.50），得孔隙水压力参数 B_{wk} 的表达式：

$$B_{wk}=\frac{R_{2k}-R_{1k}R_{4k}}{1-R_{1k}R_{3k}} \tag{8.53}$$

可利用孔隙压力参数 B_{ak} 和 B_{wk} 直接算出在不排水加荷条件下的孔隙气和孔隙水压力。

8.2.6　Hilf 的分析

在压实填土上施加总应力后所引起的孔隙压力变化的计算方法是由 Hilf（1948）提出的。其实，利用孔隙压力参数也能进行同样的计算。推导时利用压实土一维压缩试验成果，及 Boyle 定律和 Henry 定律，以建立孔隙压力与总应力之间的关系。由此关系可导出割线型的孔隙压力参数。美国垦务局曾广泛采用这种方法，并在实践中证明是十分满意的（Gibbs 等，1960）。这种方法也就是通常被称为估算压实填土孔隙压力的美国垦务局（即 USBR）方法。Bishop（1957）也曾提出过同样的估算压实土孔隙压力的公式。

Hilf（1948）为了说明空气在孔隙压力与土的压缩之间的关系中所起的作用，分析了在试验室圆筒中击实的湿土试件（见图 8.13）。如用紧密配合的活塞在试件上施加静荷重，不允许空气和水排出土外，则试件会产生可量测得到的体积缩小，它是由于空气的压缩以及空气溶解于水所引起的。骨架土粒和水则认为是不可压缩的。此外，还假定蒸气压力和温度的影响都可以忽略不计。溶解于水中的空气量是用 Henry 定律算得的。在某一压力下的自由空气和溶解空气被当作是一个整体。在初始和最终加荷条件之间的孔隙气压力变化是用 Boyle 定律算得的。

图 8.14 表示在 Hilf 的分析中所考虑的初始和最终条件。初始状态的空气总体积 V_{a0} 为：

$$V_{a0}=\left\{(1-S_0)n_0+hS_0n_0\right\}V_0 \tag{8.54}$$

式中

V_{a0}——自由和溶解空气的初始体积；

S_0——初始饱和度；

n_0——初始孔隙率；

V_0——土的初始体积。

式（ 8.54 ）中的第一和二项分别代表自由和溶解空气的体积。初始的绝对孔隙气压力 $\overline{u}_{a0}$ 可假定为大气压力，即 101.3 kPa 。然后在试件上施加大主应力增量 $\Delta\sigma_y$，空气总体积随之减少，而空气压力随之增加，其规律符合 Boyle 定律。由于固体土粒和水是不可压缩的，因此，空气体积变化等于孔隙体积变化 ΔV_v，并可表达为孔隙率的变化（即 $\Delta n = \Delta V_v / V_0$）乘以土的起始体积 V_0，如图 8.14 所示。空气的最终总体积 V_{af} 可用下式表达：

$$V_{af} = \{(1 - S_0)n_0 + hS_0n_0 - \Delta n\}V_0 \qquad (8.55)$$

式中

V_{af}——自由和溶解空气的最终体积；

Δn——孔隙率的改变（即减少）。

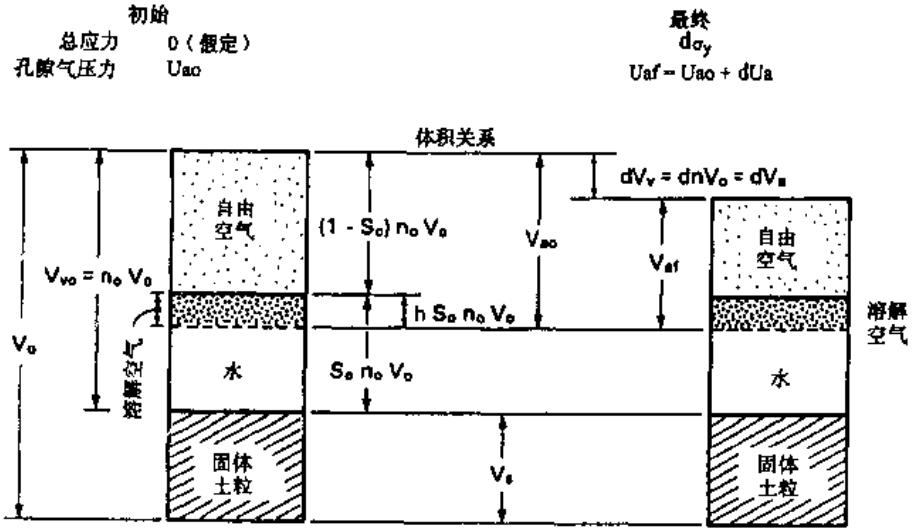


图 8.14 在 Hilf 的分析中所考虑到的初始压力和最终压力，以及体积等条件

最终的绝对空气压力 $\overline{u}_{af}$ 等于初始绝对孔隙气压力加孔隙气压力的改变（即增加）：

$$\overline{u}_{af} = \overline{u}_{a0} + \Delta\overline{u}_a \qquad (8.56)$$

式中

$\Delta\overline{u}_a$——绝对孔隙气压力的改变（增加）。

应用 Boyle 定律于初始和最终状态的自由和溶解空气：

$$\overline{u}_{a0}V_{a0} = \overline{u}_{af}V_{af} \qquad (8.57)$$

将式（ 8.54 ）的初始状态及式（ 8.55 ）和（ 8.56 ）的最终状态代入式（ 8.57 ），得：

$$\overline{u}_{a0}\{(1 - S_0)n_0 + hS_0n_0\}V_0 = (\overline{u}_{a0} + \Delta\overline{u}_a)\{(1 - S_0)n_0 + hS_0n_0 - \Delta n\}V_0 \qquad (8.58)$$

上式可整理成孔隙气压力增量$\Delta\bar{u}_a$的表达式：

$$\Delta\bar{u}_a=\left[\frac{\Delta n}{\{(1-S_0)n_0+hS_0n_0-\Delta n\}}\right]\Delta\bar{u}_{a0} \tag{8.59}$$

式（8.59）即通常所谓的Hilf公式，它表示在K_0不排水加荷过程中孔隙气压力增量与孔隙空气体积改变（即Δn）之间的关系。如知道孔隙率的变化，则可按式（8.59）算得孔隙气压力的改变。

为了要达到完全饱和，必须令土的体积变化ΔV_v等于自由空气的体积〔即$(1-S_0)n_0V_0$〕（见图8.14）。达到完全饱和所需的孔隙率变化为：

$$\Delta n=(1-S_0)n_0 \tag{8.60}$$

将式（8.60）代入式（8.59），得土达到饱和所需的绝对孔隙气压力的变化：

$$\Delta\bar{u}_{as}=\left(\frac{1-S_0}{S_0h}\right)\bar{u}_{a0} \tag{8.61}$$

式中

$\Delta\bar{u}_{as}$——达到饱和所需的孔隙气压力的变化（即增加）。

式（8.61）与第2章中空气-水混合物达到饱和所需的压力的公式是一样的。用（$\Delta V_v/V_0$）取代式（8.59）中的Δn，则得另一种形式：

$$\frac{\Delta V_v}{V_0}=\left(\frac{\Delta\bar{u}_a}{\bar{u}_{a0}+\Delta\bar{u}_a}\right)(1-S_0+hS_0)n_0 \tag{8.62}$$

式中

$\Delta V_v/V_0$——孔隙体积变化与土的初始体积变化之比（即孔隙率的变化Δn）。

式（8.62）表达了由于空气的压缩所引起的体积变化。根据土骨架的本构关系也能估算土的体积变化。Hilf（1948）假定土的基质吸力可以忽略不计，并假定孔隙气压力的变化等于孔隙水压力的变化（即$\Delta u_a=\Delta u_w$）。他还假定土骨架的本构关系可从饱和土的一维固结试验中测得的各级加荷作用下的体积变化取得。土骨架的体积变化可用下式表示：

$$\frac{\Delta V_v}{V_0}=m_v\Delta(\sigma_y-u_a) \tag{8.63}$$

式中

m_v——在一维固结试验中测得的饱和土的体积变化系数。

假定土的压缩性m_1^s等于饱和条件下测得的体积变化系数m_v。令土骨架体积变化〔式（8.63）〕等于因空气压缩所引起的体积变化〔式（8.62）〕，Hilf分析中的可推导出K_0不排水加荷条件下的孔隙压力参数：

$$m_v\Delta\sigma_y-m_v\Delta\bar{u}_a=\left(\frac{\Delta\bar{u}_a}{\bar{u}_{a0}+\Delta\bar{u}_a}\right)(1-S_0+hS_0)n_0 \tag{8.64}$$

式（8.64）经重新整理后，得孔隙气压力变化的表达式：

$$\Delta\bar{u}_a=\left[\frac{1}{1+\dfrac{(1-S_0+hS_0)n_0}{(\bar{u}_{a0}+\Delta\bar{u}_a)m_v}}\right]\Delta\sigma_y \tag{8.65}$$

由 Hilf 的分析导出的割线孔隙压力参数 B'_{ah} 可示为：

$$B'_{ah}=\left[\frac{1}{1+\dfrac{(1-S_0+hS_0)n_0}{(\bar{u}_{a0}+\Delta\bar{u}_a)m_v}}\right] \tag{8.66}$$

式中

B'_{ah}——在 K_0 不排水加荷条件下的 Hilf 的割线孔隙气压力参数（即 $\Delta u_a/\Delta\sigma_y$），右上角的“'”号是指割线型参数。

由于总应力的增加所引起的孔隙气压力的增加可用式（8.65）进行预估。至于最终的孔隙气压力等于初始孔隙气压力 $\bar{u}_{a0}$ 加孔隙气压力的变化 $\Delta\bar{u}_a$。Hilf 方法只考虑初始和最终状态，并不采用逐步行近技术。总应力增量并不一定像应用切线孔隙压力参数 B 时所要求的那么小（见 8.2.5 节）。然而，式（8.65）为非线性的，因为在式的两侧都有未知项 $\Delta\bar{u}_a$。为了求解式（8.65），需用迭代技术。

体积变化系数 m_v 随总应力 σ_y 的大小而变。因此，可采用总应力变化 $\Delta\sigma_y$ 范围内的平均 m_v 值代入式（8.65）和（8.66）中。割线孔隙气压力参数 B'_{ah} 即孔隙气压力增量与总应力增量之比〔即式（8.66）〕。在 Hilf 的分析中假定孔隙气压力参数 B'_{ah} 等于孔隙水压力参数 B'_{wh}。因此，在采用 Hilf 的分析时，不能将孔隙气压力变化之间的差值孤立起来。在应用 Hilf 的分析时，一般假定孔隙水压力的改变等于孔隙气压力的变化。初始孔隙水压力往往取作零。因此，算出的孔隙压力可能有些偏高，或为设计提供偏于保守的数据。

8.2.7 各向等压加荷

各向等压加荷是三维加荷的一个特例，如图 8.12 所示。先分析一各向同性土三维加荷的普遍情况，然后分析其它特殊情况的方程式。三维加荷就是在三个主应力方向都施加总应力增量。在 x、y 和 z 方向的总应力增量分别为 $d\sigma_1$、$d\sigma_2$ 和 $d\sigma_3$。在三维加荷情况下的各向同性土的土骨架本构关系可用下式表示：

$$\frac{dV_v}{V_0}=m_1^s\,d\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}-u_a\right)+m_2^s\,d(u_a-u_w) \tag{8.67}$$

式中

σ_1——大主应力；

σ_2——中主应力；

σ_3——小主应力。

在各向等压加荷条件下，各方向的总应力增量是相同的（即 $d\sigma_1=d\sigma_2=d\sigma_3$）。因此，各向同性土在各向等压加荷条件下的本构关系可写成如下形式：

$$\frac{dV_v}{V_0}=m_1^s\,d(\sigma_3-u_a)+m_2^s\,d(u_a-u_w) \tag{8.68}$$

以各向均等压力增量 $d\sigma_3$ 取代式（8.12）中的总应力增量 $d\sigma$，则得空气-水混合物的压缩性 C_{aw}：

$$C_{aw}=SC_w\left(\frac{du_w}{d\sigma_3}\right)+(1-S+hS)\left(\frac{du_a}{d\sigma_3}\right)/\bar{u}_a \tag{8.69}$$

由式（8.69）的 C_{aw} 乘以孔隙流体体积 V_v（即 nV）和各向均等压力增量 $d\sigma_3$，得因孔隙流体压缩而引起的体积变化 dV_v：

$$\frac{dV_v}{V_0} = SnC_w du_w + \left\{(1-S+hS)n\ du_a / \bar{u}_a\right\} \qquad (8.70)$$

式（8.68）所表示的土骨架的体积变化必定等于因孔隙流体的压缩所引起的体积变化：

$$m_1^s d\sigma_3 - m_1^s du_a + m_2^s du_a - m_2^s du_w = SnC_w du_w + \left\{(1-S+hS)n du_a / \bar{u}_a\right\} \qquad (8.71)$$ ●

式（8.71）可整理成孔隙水压力变化 du_w 的表达式：

$$du_w = \left(\frac{m_2^s - m_1^s - \left\{(1-S+hS)n/\bar{u}_a\right\}}{m_2^s + SnC_w}\right)du_a + \left(\frac{m_1^s}{m_2^s + SnC_w}\right)d\sigma_3 \qquad (8.72)$$

第二个方程式是根据气相的连续性原理推导而得的。各向同性土在三维加荷条件下气相的本构关系为：

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_1^a d(\sigma_{ave} - u_a) + m_2^a d(u_a - u_w) \qquad (8.73)$$

令 σ_3 取代式（8.73）中 σ_{ave}（因 $d\sigma_1 = d\sigma_2 = d\sigma_3$），得各向同性土中气相在各向等压加荷条件下的本构关系：

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_1^a d(\sigma_3 - u_a) + m_2^a d(u_a - u_w) \qquad (8.74)$$

式（8.70）中的第二项代表空气压缩引起的体积变化 dV_a，即

$$\frac{dV_a}{V_0} = \frac{(1-S+hS)n}{\bar{u}_a} du_a \qquad (8.75)$$

空气压缩引起的体积变化必定等于从本构关系算出的体积变化：

$$m_1^a d\sigma_3 - m_1^a du_a + m_2^a du_a - m_2^a du_w = (1-S+hS)n du_a / \bar{u}_a \qquad (8.76)$$

式（8.76）可写成孔隙气压力变化 du_a 的表达式：

$$du_a = \left[\frac{m_2^a}{m_2^a - m_1^a - \left\{(1-S+hS)n/\bar{u}_a\right\}}\right]du_w - \left[\frac{m_1^a}{m_2^a - m_1^a - \left\{(1-S+hS)n/\bar{u}_a\right\}}\right]d\sigma_3 \qquad (8.77)$$

求解式（8.72）和（8.77）能算得各向等值的总应力增量 $d\sigma_3$ 引起的孔隙气和孔隙水压力变化 du_a 和 du_w。在各向等压不排水加荷条件下的切线孔隙压力参数可定义为孔隙压力变化与各向均等应力改变之比。

令压缩性 m_2^s 和 m_1^s 之比值为：

$$R_s = m_2^s / m_1^s \qquad (8.78)$$

将式（8.78）代入式（8.72），得：

$$du_w = \left\{\frac{R_s - 1 - \left\{(1-S+hS)n/\left(\bar{u}_a m_1^s\right)\right\}}{R_s + \left(SnC_w / m_1^s\right)}\right\}du_a + \left\{\frac{1}{R_s + \left(SnC_w / m_1^s\right)}\right\}d\sigma_3 \qquad (8.79)$$

将式（8.79）中的土的性质指标进行归并，得如下简单形式：

● 原文式（8.71）中第 3 项误为 $m_2^s du_{ax}$ ——译者。

$$du_w = R_1 du_a + R_2 d\sigma_3 \tag{8.80}$$

式中

$$R_1 = \frac{R_s - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_1^s\right)\right\}}{R_s + \left(SnC_w / m_1^s\right)};$$

$$R_2 = \frac{1}{R_s + \left(SnC_w / m_1^s\right)}。$$

用比值 R_a 可将系数 m_2^a 和 m_1^a 相关联为

$$R_a = m_2^a / m_1^a \tag{8.81}$$

式（8.77）变成：

$$du_a = \left[\frac{R_a}{R_a - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_1^a\right)\right\}}\right] du_w - \left[\frac{1}{R_a - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_1^a\right)\right\}}\right] d\sigma_3 \tag{8.82}$$

式（8.82）可进一步简化为：

$$du_a = R_3 du_w - R_4 d\sigma_3 \tag{8.83}$$

式中

$$R_3 = \left[\frac{R_a}{R_a - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_1^a\right)\right\}}\right];$$

$$R_4 = \left[\frac{1}{R_a - 1 - \left\{(1 - S + hS)n / \left(\bar{u}_a m_1^a\right)\right\}}\right]。$$

从式（8.80）和（8.83）可算出各向同性土在各向均等总压力的有限变化所引起的孔隙气和孔隙水压力变化。同理，从式（8.80）和（8.83）可直接算出孔隙压力参数 B_a（即 $du_a / d\sigma_3$）和 B_w（即 $du_w / d\sigma_3$）。这些公式与第 8.2.5 节中推导的式（8.41）和（8.47）的形式是相似的。采用第 8.2.5 节中的同样方法，可导得各向等压加荷条件下的切线孔隙压力参数 B：

$$B_a = \frac{R_2 R_3 - R_4}{1 - R_1 R_3} \tag{8.84}$$

$$B_w = \frac{R_2 - R_1 R_4}{1 - R_1 R_3} \tag{8.85}$$

8.2.8 单轴加荷

单轴加荷是指仅在大主应力方向施加一总应力，例如在土的垂直或 y 方向施加一有限的总应力增量 $d\sigma_1$，如图 8.12 所示。单轴加荷与 K_0 加荷（见第 8.2.5 和 8.2.6 节）之差别在于影响体积变化的边界条件不同。对于 K_0 加荷而言，总应力增量 $d\sigma_1$ 施加于侧向受到限制的土体的垂直方向。土的移动方向就是施加应力的方向。对于单轴加荷而言，总应力增量仅沿大主应力方向施加，但土可以是三维都自由移动的。只需将式（8.67）中的 $d\sigma_1$ 看作是大主应力增量，并令 $d\sigma_2$ 和 $d\sigma_3$ 为零，即得各向同性土在单轴加荷条件下的土骨架本构关系：

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_1^s\, d\left(\frac{1}{3}\sigma_1 - u_a\right) + m_2^s\, d(u_a - u_w) \qquad (8.86)$$

同时，将平均应力增量$(d\sigma_1 / 3)$取代式（8.12）中的总应力增量$d\sigma$，即得空气-水混合物的压缩性：

$$C_{aw} = SC_w\left(\frac{du_w}{\frac{1}{3}d\sigma_1}\right) + (1 - S + hS)\left(\frac{du_a}{\frac{1}{3}d\sigma_1}\right) \Big/ \bar{u}_a \qquad (8.87)$$

因孔隙流体压缩而引起的体积变化dV_v等于空气-水混合物压缩性C_{aw}与孔隙流体体积V_v（即nV）和平均应力增量$(d\sigma_1 / 3)$的乘积。公式的最终形式与式（8.70）相同。

令土骨架的体积变化〔即式（8.87）〕等于因孔隙流体压缩而引起的体积变化〔即式（8.70）〕，得如下关系：

$$\frac{1}{3}m_1^s d\sigma_1 - m_1^s du_a + m_2^s du_a - m_2^s du_w = SnC_w du_w + (1 - S + hS)n\, du_a / \bar{u}_a \qquad (8.88)$$

式（8.88）经整理后，得单轴不排水加荷条件下，由于大主应力有限增量$d\sigma_1$引起的孔隙水压力变化du_w：

$$du_w = \left[\frac{m_2^s - m_1^s - \{(1 - S + hS)n / \bar{u}_a\}}{m_2^s + SnC_w}\right]du_a + \left[\frac{\left(\frac{1}{3}\right)m_1^s}{m_2^s + SnC_w}\right]d\sigma_1 \qquad (8.89)$$

根据气相的连续性原理可推导得第二个方程式。将$(d\sigma_1 / 3)$代入式（8.73），并令$d\sigma_2$和$d\sigma_3$为零，即得各向同性土在单轴加荷条件下气相的本构关系：

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_1^a d\left(\frac{1}{3}\sigma_1 - u_a\right) + m_2^a d(u_a - u_w) \qquad (8.90)$$

式（8.70）中的第二项是气相部分的总体压缩所引起的体积变化dV_a，如式（8.75）所示。令气相本构关系的体积变化〔即式（8.90）〕等于孔隙空气压缩所引起的体积变化〔即式（8.75）〕，得第二个独立的方程式：

$$\frac{1}{3}m_1^a d\sigma_y - m_1^a du_a + m_2^a du_a - m_2^a du_w = (1 - S + hS)n\, du_a / \bar{u}_a \qquad (8.91)$$

式（8.91）可改写为在单轴不排水加荷条件下，由于大主应力有限增量$d\sigma_1$所引起的孔隙气压力变化du_a：

$$du_a = \left[\frac{m_2^a}{m_2^a - m_1^a - \{(1 - S + hS)n / \bar{u}_a\}}\right]du_w - \left[\frac{\left(\frac{1}{3}\right)m_1^a}{m_2^a - m_1^a - \{(1 - S + hS)n / \bar{u}_a\}}\right]d\sigma_1 \qquad (8.92)$$

求解式（8.89）和（8.92），得总应力有限增量$d\sigma_1$所引起的孔隙气压力和孔隙水压力变化du_a和du_w。令D_a为切线孔隙压力参数，它定义为：

$$D_a = \frac{du_a}{d\sigma_1} \qquad (8.93)$$

式中

D_a——在单轴不排水加荷条件下的切线孔隙气压力参数。

同理，定义切线孔隙水压力参数为：

$$D_w = \frac{du_w}{d\sigma_1} \tag{8.94}$$

式中

D_w——在单轴不排水条件下的切线孔隙水压力参数。

单轴不排水加荷公式〔即式（8.89）和（8.92）〕与各向等压不排水加荷公式〔即式（8.72）和（8.77）〕是相似的。唯一的差别是公式中第二项的常数不同。在单轴加荷公式中第二项的常数为各向等压加荷公式中相似常数的三分之一。采用式（8.78）所示的 R_3 以及式（8.81）所示的 R_4 分别代入式（8.89）和（8.92），与各向等压加荷条件相类似，可进一步简化为：

$$du_w = R_1 du_a + \left(\frac{1}{3}\right) R_2 d\sigma_1 \tag{8.95}$$

$$du_a = R_3 du_w - \left(\frac{1}{3}\right) R_4 d\sigma_1 \tag{8.96}$$

求解式（8.95）和（8.96），可直接得到单轴不排水加荷条件下各向同性土的切线孔隙压力参数 D。切线孔隙气压力参数为：

$$D_a = \frac{1}{3}\left(\frac{R_2 R_3 - R_4}{1 - R_1 R_3}\right) \tag{8.97}$$

切线孔隙水压力参数为：

$$D_w = \frac{1}{3}\left(\frac{R_2 - R_1 R_4}{1 - R_1 R_3}\right) \tag{8.98}$$

比较式（8.97）和（8.84）后可见，各向等压与单轴不排水加荷之间的关系为：

$$D_a = \frac{1}{3} B_a \tag{8.99}$$

同理，从式（8.98）和（8.85）的比较，得：

$$D_w = \frac{1}{3} B_w \tag{8.100}$$

式（8.99）和（8.100）表明，对于各向同性的弹性土体来说，单轴加荷的切线孔隙压力参数 D 为各向等压加荷的切线孔隙压力参数 B 的三分之一。这些公式与 Lambe 和 Whitman（1979）所推导的饱和土公式相类似。

8.2.9 三轴加荷

三轴加荷条件示于图 8.12 中。总应力增量是均匀地作用在土的侧面（即 $d\sigma_2 = d\sigma_3$），而最大总应力增量 $d\sigma_1$ 施加在垂直方向。这种三轴加荷条件可视为两种加荷条件的合成，如图 8.15 所示。第一种条件是周围压力的有限增量 $d\sigma_3$。第二种条件是沿大主应力方向施加主应力差的有限增量 $d(\sigma_1 - \sigma_3)$ 的单轴加荷。这两种加荷条件的叠加，紧密地模拟试验室中的不排水三轴实验。三轴试件首先承受一各向等值压力，然后施加轴向加荷直到出现最大主应力差。在三轴试验中出现的孔隙压力是由各向等值加荷增量 $d\sigma_3$，以及单轴加荷 $d(\sigma_1 - \sigma_3)$ 两者引起的。对于各向等压加荷而言，用孔隙压力参数 B 来表示孔隙压力的变化（见第 8.2.7 节）。

对于单轴加荷而言，用孔隙压力参数 D 表示孔隙压力的变化（见第 8.2.8 节）。因此，三轴加荷过程中孔隙水压力的变化可用下式表示：

$$du_w = B_w d\sigma_3 + D_w d(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{8.101}$$

式（8.101）可整理成：

$$du_w = B_w \left\{ d\sigma_3 + (D_w / B_w)\ d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.102}$$

令另一孔隙压力参数 A_w 取代式（8.102）中的 (D_w / B_w) 项，即

$$A_w = \frac{D_w}{B_w} \tag{8.103}$$

代入式（8.102），得：

$$du_w = B_w \left\{ d\sigma_3 + A_w d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.104}$$

式（8.104）可整理成更普遍的形式：

$$du_w = B_w \left\{ d\left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right) + \frac{3A_w - 1}{3} d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.105}$$

式（8.104）和（8.105）的形式与 Skempton（1954）以及 Lambe 和 Whitman（1979）提出的饱和土在三轴加荷条件下的孔隙水压力公式的形式是一样的。这些公式也曾由 Bishop（1961a）以及 Bishop 和 Henkel（1962）提出，作为非饱和土在三轴加荷条件下的孔隙水压力公式。在各向同性和弹性的土的特殊情况中，A_w 或比值 (D_w / B_w) 等于 1 / 3〔见式（8.100）〕。于是式（8.105）变成：

$$du_w = B_w d\left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right) \tag{8.106}$$

同理，各向同性土在三轴加荷条件下的孔隙气压力变化可写成：

$$du_a = B_a d\sigma_3 + D_a d(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{8.107}$$

或

$$du_a = B_a \left\{ d\sigma_3 + (D_a / B_a)\ d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.108}$$

令

$$A_a = \frac{D_a}{B_a} \tag{8.109}$$

得：

$$du_a = B_a \left\{ d\sigma_3 + A_a d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.110}$$

或

$$du_a = B_a \left\{ d\left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right) + \frac{3A_a - 1}{3} d(\sigma_1 - \sigma_3) \right\} \tag{8.111}$$

同样，各向同性的弹性土的 A_a 值也等于 1 / 3，于是

$$du_a = B_a d\left(\frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \right) \tag{8.112}$$

式（8.106）和（8.112）表明，参数 A 等于 1 / 3 的各向同性弹性土的孔隙压力主要取决于平均主应力增量（即 $d\{(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3\}$）。而参数 A 不等于 1 / 3 的土的孔隙压力与剪

应力（即$d(\sigma_1-\sigma_3)$）有关（Skempton，1954）。

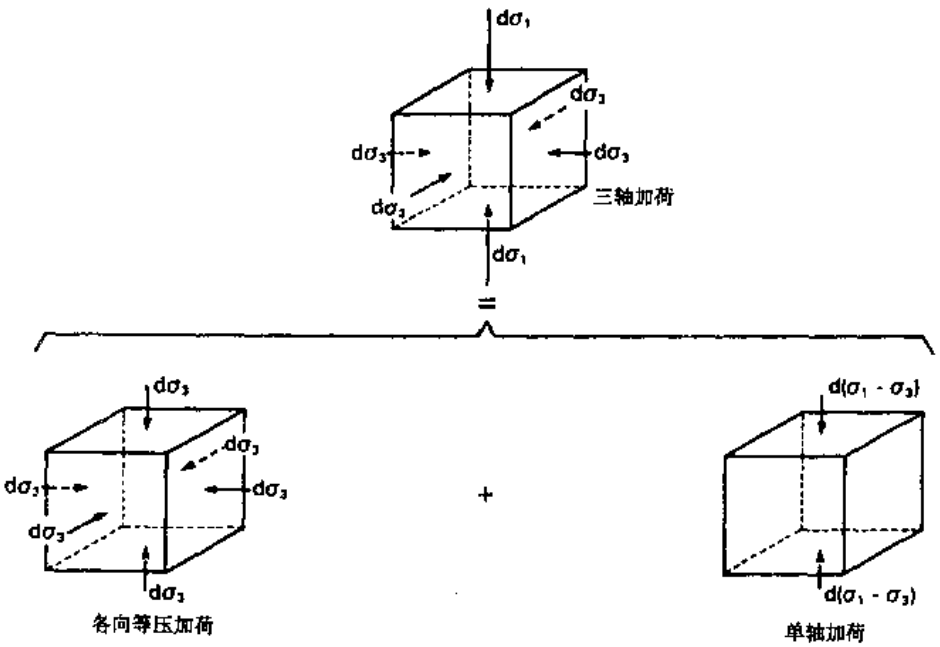


图 8.15 三轴加荷条件可被视为各向等压加荷和单轴加荷条件之合成

各向同性弹性土在饱和情况下的参数 A 也等于 1 / 3。然而，在一般情况下，饱和土的参数 A 能从负值变化到大于正 1.0。Lambe 和 Whitman（1979）报导，参数 A 值取决于土类，应力历史，应变大小和时间等因素。要完全了解非饱和土的参数 A 的性态需继续进行研究。然而，影响饱和土参数 A 的诸因素，以类似的方式影响非饱和土。例如，非饱和土由于干燥而一般较密实，它在剪切时有轻微剪胀的趋势。其净后果是孔隙压力参数 A 较低。

式（8.101）和（8.107）可分别用来估算有限的总应力增量在三轴加荷条件下引起的孔隙水和孔隙气压力。对于所研究的土，首先必须量测其孔隙压力参数 B，D，和 A。对于各向等压加荷的特殊情况，主应力差的增量为零（即$d(\sigma_1-\sigma_3)=0$），因此，式（8.101）和（8.107）中的第二项均消失。于是，孔隙压力参数 B 可用来估算孔隙压力变化。

在单轴加荷的情况中，各向等压增量为零（即$d\sigma_3=0$），式（8.101）和（8.107）中的第一项随之消失。于是，孔隙压力参数 D 可用来估算孔隙压力变化。在式（8.101）和（8.107）中的孔隙压力参数 D 也就是饱和土的孔隙压力参数 $\overline{A}$（Skempton，1954）。

式（8.104）和（8.110）可写成另一种形式：

$$du_w = B_w\left\{d\sigma_1-(1-A_w)(d\sigma_1-d\sigma_3)\right\} \qquad (8.113)$$

$$du_a = B_a\left\{d\sigma_1-(1-A_a)(d\sigma_1-d\sigma_3)\right\} \qquad (8.114)$$

另一种切线孔隙压力参数 $\overline{B}$ 可以定义为孔隙压力变化与大主应力增量之比（Skempton，1954）：

$$\overline{B}_w = \frac{du_w}{d\sigma_1} \qquad (8.115)$$

$$\overline{B}_a = \frac{du_a}{d\sigma_1} \qquad (8.116)$$

从式（8.113）和（8.114），可得孔隙压力参数 $\overline{B}_w$ 和 $\overline{B}_a$：

$$\overline{B}_w = B_w\left\{1-\left(1-A_w\right)\left(1-d\sigma_3/d\sigma_1\right)\right\} \tag{8.117}$$

$$\overline{B}_a = B_a\left\{1-\left(1-A_a\right)\left(1-d\sigma_3/d\sigma_1\right)\right\} \tag{8.118}$$ [•]

在 K_0 加荷条件下孔隙压力参数 $\overline{B}$ 就相当于第 8.2.5 节中推导的参数 B_k。

8.2.10　三维加荷

三维加荷情况与三轴加荷情况相类似，但侧向的总应力增量并不相等。在三维加荷情况中，侧向总应力增量为中间和小主应力增量（分别为 $d\sigma_2$ 和 $d\sigma_3$），而大主应力增量是沿着垂直方向作用的。利用同样的叠加原理，可视三维加荷由三种加荷条件组成，如图 8.16 所示。第一种为各向等压加荷 $d\sigma_3$。第二种为单轴加荷 $d\left(\sigma_1-\sigma_3\right)$。第三种也是单轴加荷 $d\left(\sigma_2-\sigma_3\right)$。三种加荷的总和即为三维加载下的孔隙水压力变化：

$$du_w = B_w d\sigma_3 + D_w d\left(\sigma_1-\sigma_3\right) + D_w d\left(\sigma_2-\sigma_3\right) \tag{8.119}$$

将式（8.119）改写成如下形式：

$$du_w = B_w\left\{d\sigma_3 + \left(D_w/B_w\right)\, d\left(\sigma_1-\sigma_3\right) + \left(D_w/B_w\right)\, d\left(\sigma_2-\sigma_3\right)\right\} \tag{8.120}$$

用参数 A_w 取代式（8.120）中的 $\left(D_w/B_w\right)$，得：

$$du_w = B_w\left\{d\sigma_3 + A_w d\left(\sigma_1-\sigma_3\right) + A_w d\left(\sigma_2-\sigma_3\right)\right\} \tag{8.121}$$

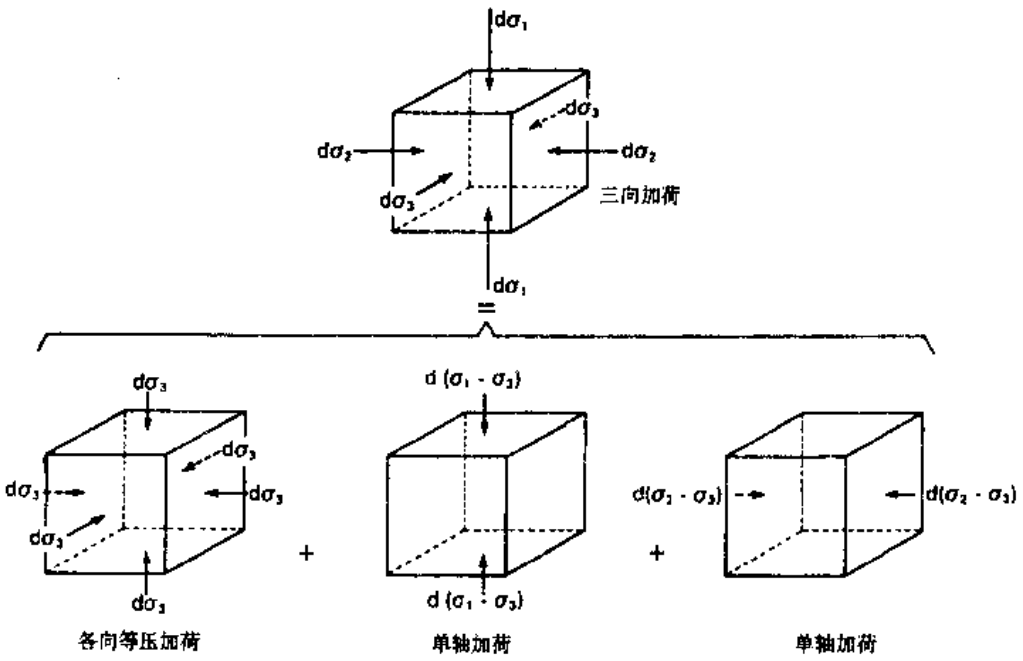


图 8.16　三维加荷条件可视为各向等压加荷和两个单轴加荷条件之合成

将式（8.121）重新整理成更普遍的形式：

[•] 原书将式（8.118）误排为 $\overline{B}_a = B_a\left\{\left(1-A_a\right)\left(1-d\sigma_3/d\sigma_1\right)\right\}$——译注。

$$du_w = B_w\left\{d\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}\right)+\frac{3A_w-1}{3}d(\sigma_1-\sigma_3)+\frac{3A_w-1}{3}d(\sigma_2-\sigma_3)\right\} \quad (8.122)$$

在三维加荷条件下的孔隙气压力变化公式能以同样方式推导而得：

$$du_a = B_a d\sigma_3 + D_a d(\sigma_1-\sigma_3) + D_a d(\sigma_2-\sigma_3) \quad (8.123)$$

式（8.123）经整理后，得：

$$du_a = B_a\left\{d\sigma_3 + (D_a/B_a)\,d(\sigma_1-\sigma_3)+(D_a/B_a)\,d(\sigma_2-\sigma_3)\right\} \quad (8.124)$$

令孔隙气压力参数 A_a[●] 取代式（8.124）中的 (D_a/B_a)，得：

$$du_a = B_a\left\{d\sigma_3 + A_a d(\sigma_1-\sigma_3)+A_a d(\sigma_2-\sigma_3)\right\} \quad (8.125)$$

将式（8.125）整理成更普遍的形式：

$$du_a = B_a\left\{d\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}\right)+\frac{3A_a-1}{3}d(\sigma_1-\sigma_3)+\frac{3A_a-1}{3}d(\sigma_2-\sigma_3)\right\} \quad (8.126)$$

利用式（8.121）和（8.125）可预估因三维总应力的有限增量所引起的孔隙水压力和孔隙气压力各自的变化。在这些公式中的孔隙压力参数 B、D 和 A 是土性质的函数。

对于各向同性弹性土而言，参数 A 等于 1 / 3。令式（8.122）和（8.126）中的 $A_w = A_a = \frac{1}{3}$，得：

$$du_w = B_w d\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}\right) \quad (8.127)$$

和

$$du_a = B_a d\left(\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}\right) \quad (8.128)$$

式（8.127）和（8.128）表明，各向同性弹性土的孔隙压力（$A = 1/3$）主要是平均主应力增量（即 $d\{(\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)/3\}$）的函数。当参数 A 不等于 1 / 3 时，剪应力（即 $d(\sigma_1-\sigma_3)$ 和 $d(\sigma_2-\sigma_3)$）才影响孔隙压力。

8.2.11 参数 α

非饱和土的另一重要参数 α。Croney（1952），以及 Croney 和 Coleman（1961）首先引用参数 α 于常含水量试验的加荷情况。在常含水量试验中，气相与大气相通（即排水），而水相则保持不排水（即保持重力水含量不变）。当施加总应力后，空气排离土外，而孔隙气压力保持为大气压力。然而，当总应力改变时，负孔隙水压力随之变化，因为水是不允许排出的。参数 α 的原始定义就是孔隙水压力的变化与总应力变化之比。

参数 α 的概念后来被引伸到不排水加荷的更为普遍的形式（Bishop，1961；Bishop 和

● 原文误为 A—译注。

Henkel，1962）。现在允许孔隙气压力也随总应力的变化而变化。在此普遍情况中，参数α的定义为基质吸力的变化$d(u_a-u_w)$与净法向应力变化$d(\sigma-u_a)$之比（图 8.17）。

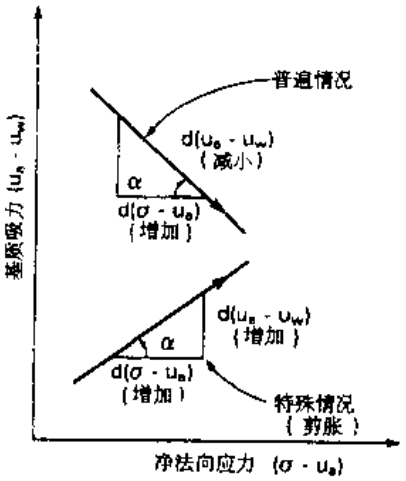


图 8.17　普遍情况和特殊情况下参数α的概念

$$d(u_a-u_w)=-\alpha\ d(\sigma-u_a) \qquad (8.129)$$

式（8.129）认为，在净法向应力和基质吸力在有限变化的情况下，参数α为常数。因此，参数α的概念与切线孔隙压力参数的概念相似。一般说来，净法向应力的增加会引起基质吸力的减小。在式（8.129）中使用负号的目的是使参数α为正值，以适用于普遍情况。在特殊情况下，净法向应力的增加会使基质吸力增加（即剪胀），则参数α将变为负值（图 8.17）。

对于各向等压不排水加荷的情况，式（8.129）变成如下形式：

$$d(u_a-u_w)=-\alpha\ d(\sigma_3-u_a) \qquad (8.130)$$

以各向均等压力增量$d\sigma_3$除以式（8.130），得：

$$\frac{du_a}{d\sigma_3}-\frac{du_w}{d\sigma_3}=-\alpha+\alpha\left(\frac{du_a}{d\sigma_3}\right) \qquad (8.131)$$

将各向等压不排水加荷条件下的气相和水相的切线孔隙压力参数 B（即式（8.21）和（8.22））代入式（8.131）后，得如下关系式：

$$B_w=\alpha+(1-\alpha)B_a \qquad (8.132)$$

或

$$\alpha=\frac{B_w-B_a}{1-B_a} \qquad (8.133)$$

式（8.133）为参数α与孔隙压力参数B_a和B_w之间的关系。同样的试件在不排水或常含水量试验中测得的参数α是相等的（Bishop 和 Henkel，1962），不过这两种试验的加荷条件必须是一样的。在常含水量试验中，孔隙气压力的变化或B_a等于零。令式（8.133）中的B_a等于零，则显示出常含水量试验的参数α与切线孔隙水压力参数B_w完全相同。

8.3　孔隙压力公式的求解及其与试验成果比较

本节求解若干个孔隙压力参数方程，并给出典型的成果。所取得的数值与文献中报导的试验成果相比较。本节还说明孔隙压力方程中一些变量发生变化后所引起的影响。理论推导的孔隙压力参数可用于估计施工期的孔隙压力。

8.3.1　Hilf 分析中导得的割线孔隙压力参数B_h'

Hilf（1948）曾在若干个土坝的压实土心墙中量测孔隙水压力，并将成果加以发表。量测是用装有粗透水石测头的测压计进行的。图 8.18 表示 Anderson Ranch 坝中埋设的两只测压计量得的孔隙水压力。施工期间的孔隙水压力随着覆盖压力（即$\Delta\sigma_y$）的增加而增加。

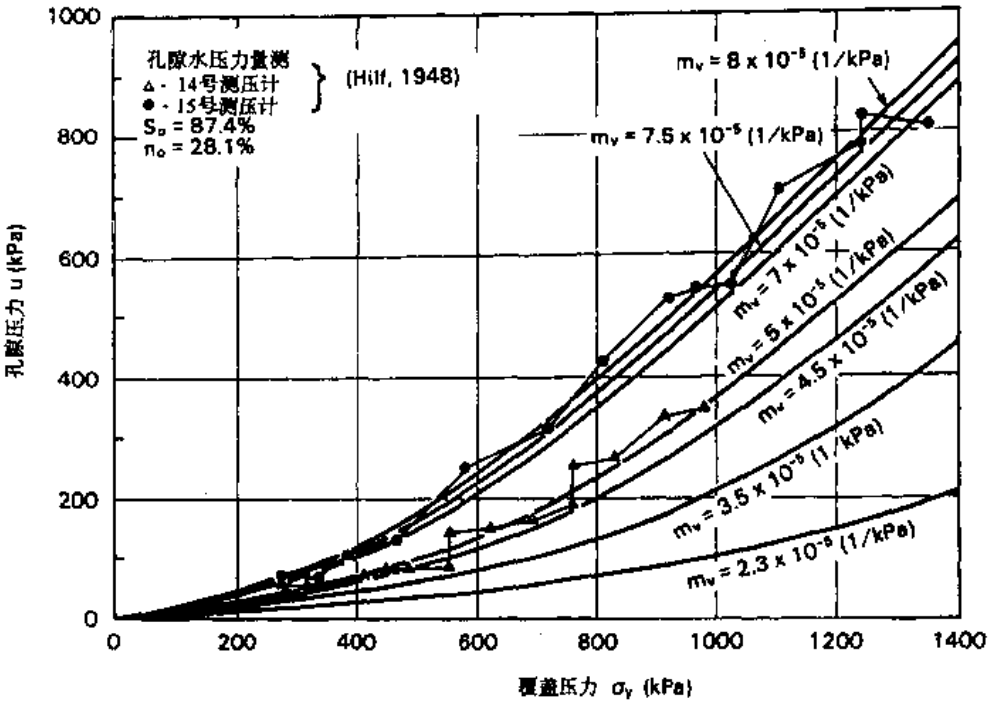


图 8.18 采用 Hilf 分析预估体积变化系数对孔隙压力的影响

Hilf 的分析（即式（ 8.65 ））能模拟施工期孔隙水压力的发展。在推导式（ 8.65 ）时忽视了毛细管作用，因此该式既适用于孔隙气压力也适用于孔隙水压力。土的初始饱和度 S_0 和初始孔隙率 n_0 分别为 87.4 %和 28.1 %。空气在水中的体积溶解系数 h 假定为 0.02 。同时假定初始绝对孔隙气压力 $\bar{u}_{a0}$ 为大气压力（即 101.3 kPa ）。体积变化系数 m_v 是在常规固结试验中测得的。将以上数据代入式（ 8.65 ），得 $\Delta\bar{u}$ （或 Δu_a ）与 $\Delta\sigma_y$ 之间的关系。由于略去毛细管作用，因此 Δu_a 与 $\Delta\sigma_y$ 之间的关系也就是 Δu_w 与 $\Delta\sigma_y$ 之间的关系。据此可绘出孔隙水压力 u_w 与大主应力 σ_y 关系曲线，如图 8.18 所示。初始孔隙水压力也假定为大气压力（即压力表压力为零）。至于体积变化系数 m_v 则往往采用总应力变化范围内的 m_v 平均值。用若干个 m_v 值可得若干条孔隙压力与总应力之间的关系曲线，如图 8.18 所示。不管总应力改变 $\Delta\sigma_y$ 有多大，每条曲线之 m_v 假定为常数。理论上说，每条 $u_w-\sigma_y$ 曲线上的 m_v 值随总应力水平而变〔式（ 8.65 ）〕。 m_v 的变化对 $u_w-\sigma_y$ 曲线的形状有重大影响，尽管变量 S_0， n_0 和 $\bar{u}_{a0}$ 的初始值为常数。较高的土骨架压缩性会导致较大的孔隙压力。从图 8.18 中可见，土的压缩性愈大，则 u_w-σ_y 曲线愈陡。

在 Hilf 分析中如采用合适的土骨架压缩性，则预估的孔隙水压力与测压计量测结果是接近的，而且是合理的。即使采用 m_v 的平均值，两者仍是接近的。因此，采用体积变化系数的平均值看来是可以的。

利用式（ 8.66 ）可算出 Hilf 分析所推导的割线孔隙压力参数 $B_h^{'}$ 。图 8.19 给出了图 8.18 中两条预估曲线的割线孔隙压力参数 $B_h^{'}$ 。该两条预估曲线的平均体积变化系数分别为 8×10^{-5} 和 5×10^{-5}（ 1 / kPa ）。

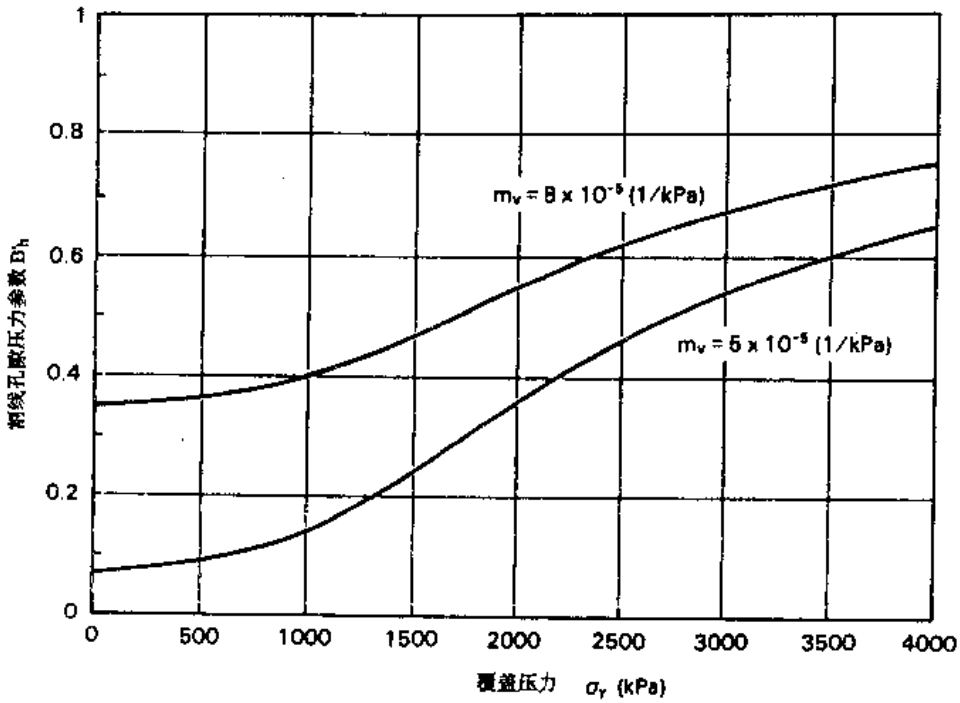


图 8.19　Hilf 分析给出的割线孔隙压力参数 B_h'

土的初始体积-质量特性对孔隙压力与总应力关系曲线的形状也有较大影响。图 8.20 表示不同初始饱和度 S_0 下的孔隙水压力与总应力之间的关系曲线。诸曲线的平均体积变化系数 m_v 全为 8×10^{-5}（1 / kPa）。从图中可见，起始饱和度愈大，则孔隙压力与总应力之间的关系曲线愈陡。换言之，饱和度愈高，产生的孔隙压力愈大。比较图 8.18 和 8.20 可见，体积变化系数和初始饱和度两者都是影响孔隙压力的重要变量。

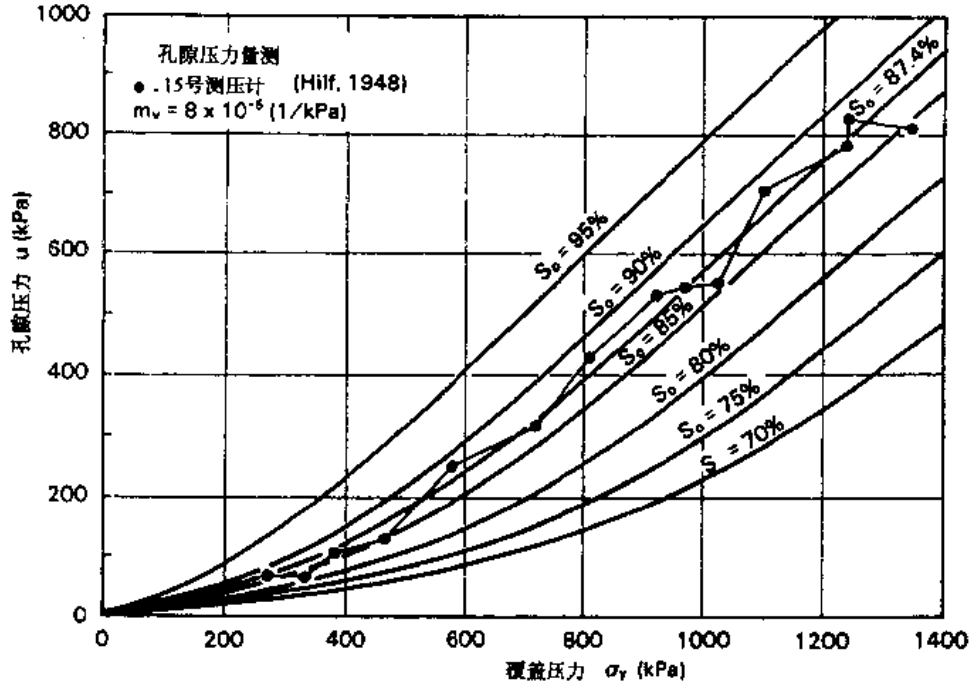


图 8.20　用 Hilf 分析预估起始饱和度对孔隙压力的影响

8.3.2 Hilf 分析的图解方法

在第 8.3.1 节中介绍了根据 Hilf 的分析预估孔隙气压力的解析法。Hilf（1948）曾提出利用列线图的图解方法。本节说明如何应用 Hilf 的图解方法，该方法的最终目的是绘出孔隙压力与总应力之间的关系曲线。将固结试验资料与 Hilf 的公式结合起来就可达到上述目的。首先将所欲研究的土的常规固结试验成果绘成压缩曲线，如图 8.21 所示。它是孔隙率变化 Δn（即 $\Delta e/(1+e)$）与有效应力变化 $\Delta(\sigma_y - u_w)$ 之间的关系曲线。在同一图中还可绘出 Hilf 公式（即式（8.59））的曲线。图的纵座标为孔隙率变化 Δn，而横座标为孔隙水压力的变化 Δu_w（图 8.21）。前面曾说过，式（8.59）适用于孔隙气压力和孔隙水压力，因为忽略了毛细管作用。于是，孔隙率变化与总应力变化之间的关系曲线就是上述两曲线的叠加。对应于某给定的孔隙率变化 Δn 的总应力变化等于 $\Delta(\sigma_y - u_w)$ 和 Δu_w 两值之和。针对若干个孔隙率变化，重复上述叠加步骤，直到绘出 Δn-$\Delta\sigma_y$ 曲线为止。

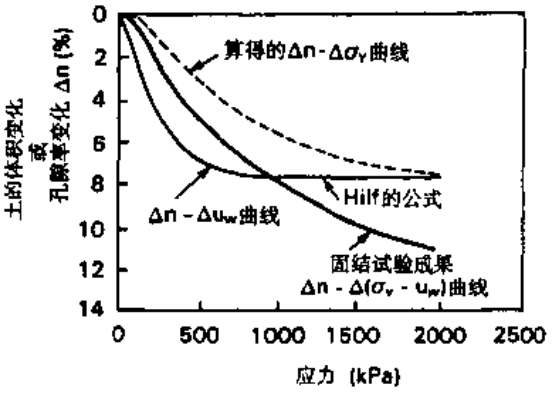


图 8.21 Hilf 分析中应力分量与体积变化之间的关系曲线

下一步骤是从图中找到若干组在同一 Δn 值时的孔隙压力 u_w 与大主应力 σ_y 值，据此绘出 u_w-σ_y 曲线，如图 8.22 所示。至于 u_w 和 σ_y 的初始值是估计的，例如 Hilf（1948）假定初始孔隙水压力为大气压力。u_w 和 σ_y 的初始值加上相应的 Δu_w 和 $\Delta\sigma_y$ 值后，作为绘曲线的数据。

在低的覆盖压力下或当饱和度小于 100%时，孔隙压力与总应力之间的关系曲线呈非线性。当达到饱和压力时（可从式（8.61）算得），孔隙压力与总应力之间的关系曲线变为坡角为 45°的直线。这说明在达到饱和后，在不排水条件下施加总应力增量将会引起同样大小的孔隙水压力变化。孔隙压力与总应力曲线的形状可以有不同形状，这取决于土的初始饱和度（图 8.20）和土骨架的压缩性（图 8.18）。

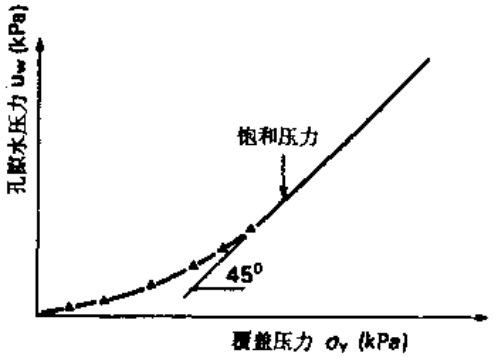


图 8.22 Hilf 分析导得的孔隙压力与总应力之间的非线性关系

在第 8.3.1 节中所介绍的解析法中对土骨架压缩性的定义与图解法中的定义不同。在解析法中，假定在整个总应力变化范围内取一个不变的体积变化系数。在图解法中却不需作此假定。在非线性的压缩曲线（图 8.21）的基础上取得孔隙水压力与总应力之间的关系曲线，意味着在图解法中采用了变化的体积变化系数。

8.3.3 各向等压加荷条件下的切线孔隙压力参数 B 的试验成果

在各向等压加荷条件下的切线孔隙压力参数 B 很容易在试验室量测。试件承受一四围或

各向等值的压力 σ_3。当各向等值的压力增加时，量测孔隙气压力和孔隙水压力。由于有限的总应力增量 $d\sigma_3$ 所引起的孔隙压力 du 与 $d\sigma_3$ 之比即为切线参数 B。图 8.8 表明，孔隙压力参数 B 随各向等值压力而变，并随饱和度的增加而增大。表 8.1 示出孔隙水压力参数的典型成果。图 8.23 表示粘土质砾石的孔隙压力参数 B_w 与饱和度之间的关系。

Campbell （ 1973 ）开发了一种仪器和试验步骤，用以分别量测非饱和试件在各向等压加荷条件下的孔隙气和水压力。试件是用静压法制备的，它承受的各向等值压力高达 6900 kPa。进行试验的土样有两种： Peorian 黄土（为一种无机的粉土）和 Champaign 冰碛土（为级配良好的冰川沉积土）。图 8.24 和 8.25 分别为 Peorian 黄土和 Champaign 冰碛土在受到各向等值压力后产生的孔隙水压力。图中的曲线表明，初始含水量或初始饱和度愈低，则孔隙压力愈小（曲线平缓）。同理，孔隙压力或参数 B_w 随着初始含水量或饱和度的增加而增加。

各种非饱和土的切线孔隙水压力参数（引自 Skempton 和 Bishop， 1954 ）　　表 8.1

土类	最大干重度 γ_d（kN / m³）	最优含水量（%）	干重度 γ_d（kN / m³）	含水量 w（%）	饱和度 S（%）	B_w（σ_3 = 276kPa）
漂砾粘土	21.37	7.4	20.39	8.7	93	0.69
（液限= 17 %，			21.37	7.4	87	0.33
塑限= 15 %）			21.20	6.7	76	0.10
水碛土	20.42	10.4	19.79	11.4	89	0.89
（液限= 22 %，			20.42	10.4	88	0.57
塑限= 14 %）			20.26	9.6	80	0.35
火山粘土	10.99	49	10.99	52.8	99	0.47
（液限= 85 %，			10.84	49.0	90	0.21
塑限= 55 %）			10.68	51.0	90	0.12

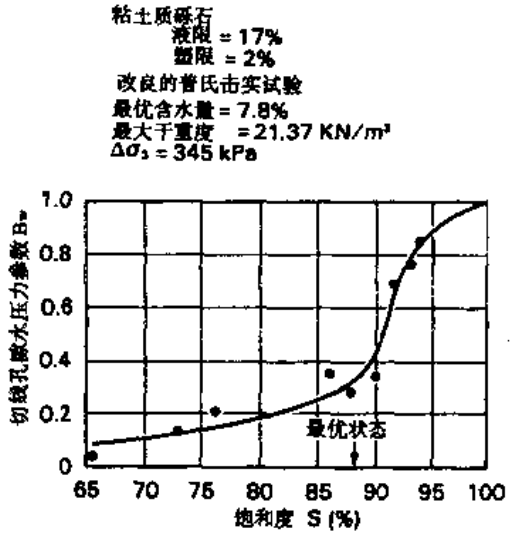


图 8.23　粘土质砾石的孔隙水压力参数与饱和度之间的关系（引自 Skempton， 1954 ）

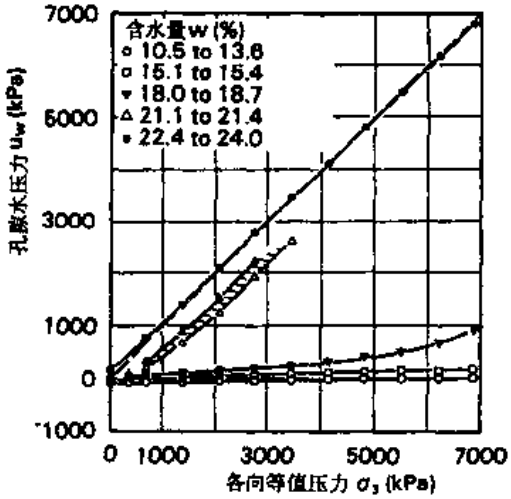


图 8.24　Peorian 黄土在各向等值压力加荷条件下产生的孔隙水压力（引自 Compbell， 1973 ）

在最优含水量附近和高于最优含水量下压实的试件，在各向等值压力增量下引起中等和高的孔隙水压力（即较陡的曲线）。若初始含水量远高于最优含水量，则孔隙压力反应曲线接近一坡角约为 45°的直线。在此情况中，孔隙压力参数 B_w 为常数并等于 1 。换言之，达到饱和后的总应力增量 $d\sigma_3$ 将全部转化为孔隙水压力（ $du_w = d\sigma_3$ ）。在试验室进行试验时，通常在证实参数 B_w 接近 1.0 时认为试样已达饱和。

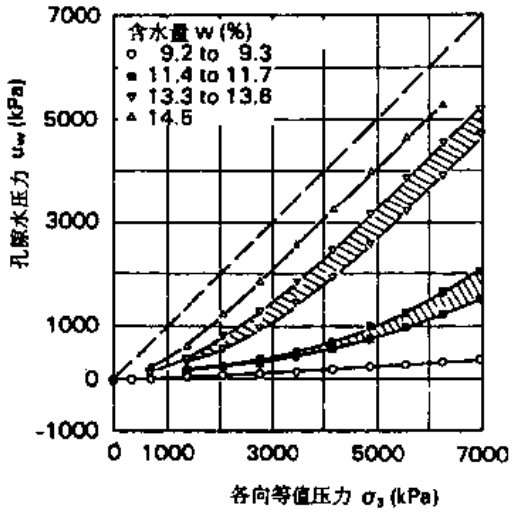


图 8.25 Champaign 冰碛土在各向等值压力不排水加荷条件下产生的孔隙水压力（引自 Campbell， 1973 ）

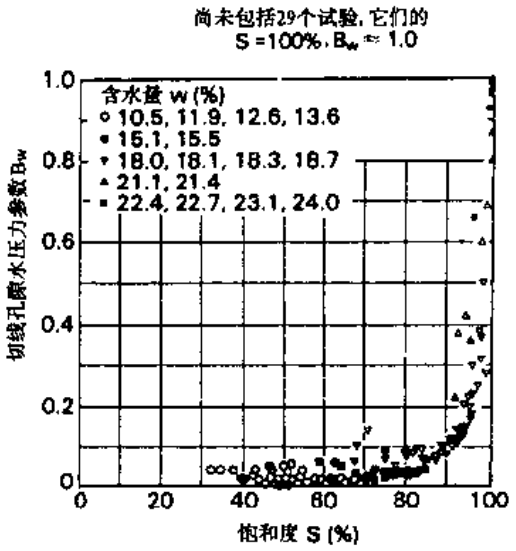


图 8.26 Peorian 黄土孔隙水压力参数 B_w 与饱和度 S 的关系（引自 Campbell， 1973 ）

图 8.26 和 8.27 分别表示 Peorian 黄土和 Champaign 冰碛土的孔隙水压力参数 B_w 与饱和度的关系。图中的曲线表明，当 Peorian 黄土的饱和度增大到等于 80 %， Champaign 冰碛土的饱和度增大到等于 90 %时，孔隙压力参数 B_w 迅速增大。这两个饱和度分别相当于每个压实土在最优含水量附近的情况。当饱和度接近 100 %时，则参数 B_w 接近 1.0 。

Peorian 黄土和 Champaign 冰碛土试件的孔隙气压力参数 B_a 也随饱和度的增加而增加，如图 8.28 和 8.29 所示。当达到饱和时，孔隙水压力接近孔隙气压力，这时候的空气可能以封闭气泡的形式存在。因此，当趋近饱和时，孔隙气压力量测设备开始量测孔隙水压力。于是，达到饱和时的参数 B_a 接近 1.0 ，如图 8.29 的 Champaign 冰碛土的成果所示。这在理论上是合理的。

不同类别的土在达到饱和与接近饱和时的孔隙水压力参数 B_a

（引自 Black 和 Lee， 1973 ） 表 8.2

土类	孔隙比 e	土的压缩性[①] m_1^s (1 / kPa)	孔隙水压力参数 B_a		
			S = 100 %	S = 99.5 %	S = 99 %
软（即正常压密土）	2.0	1.45×10^{-3}	0.9998	0.992	0.986
中等（即压实粘土）	0.6	1.45×10^{-4}	0.9988	0.963	0.930
硬（即硬粘土～砂土）	0.6	1.45×10^{-5}	0.9877	0.69	0.51
很硬（即固结压力很高）	0.4	1.45×10^{-6}	0.9130	0.20	0.10

① 约值

如果土的压缩性低，那么，在达到饱和时的孔隙水压力参数 B_w 可能达不到 1.0 （Lee 等，1969）。表 8.2 表示 4 种土在接近饱和时，参数 B_w 的理论估算值。成果表明，引起的孔隙压力取决于土的压缩性。随着土骨架压缩性的降低，饱和时的孔隙压力参数 B_w 降低到小于 1.0。

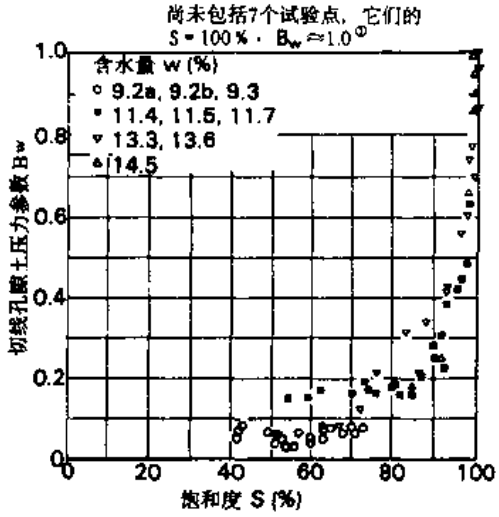


图 8.27　Champaign 冰碛土孔隙水压力参数 B_w 与饱和度 S 的关系（引自 Campbell，1973）

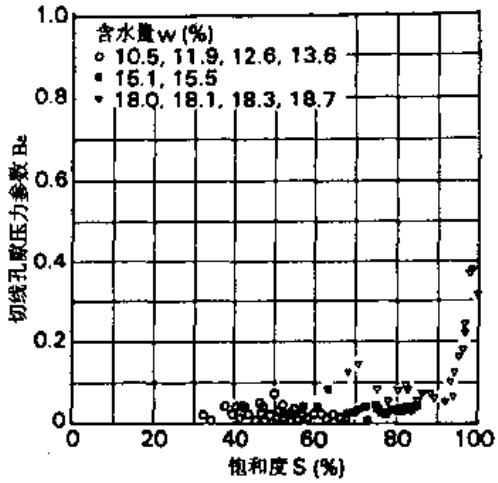


图 8.28　Peorian 黄土孔隙气压力参数 B_a 与饱和度 S 的关系（引自 Campbell，1973）

① 原文图中为 $B_w \approx$.

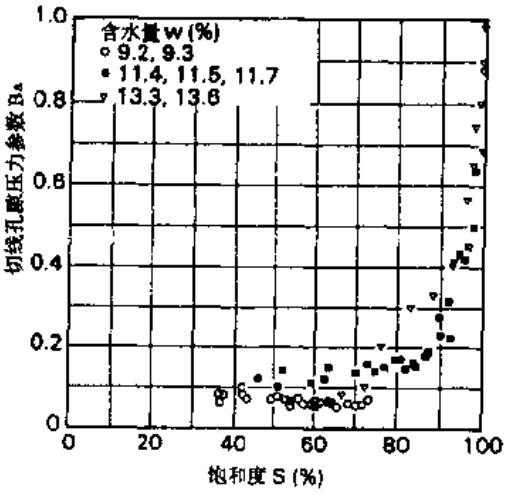


图 8.29　Champaign 冰碛土孔隙气压力 B_a 与饱和度 S 的关系（引自 Campbell，1973）

8.3.4　各向等压加荷条件下孔隙压力参数 B 的理论估算

可利用式（8.84）和（8.85）预估各向同性土在各向等压加荷条件下的切线孔隙压力参数 B。计算中，针对各向等值压力的诸有限增量，逐步进行推算。总应力的初始值必须为

已知，从初始值开始推算到要求的最终情况。相应于初始情况的饱和度小于 100 %。为了进行计算，要求知道初始饱和度、孔隙率、孔隙气压力和孔隙水压力。

孔隙气压力与孔隙水压力之差为基质吸力$(u_a - u_w)$。假定体积溶解系数 h 为 0.02 。图 8.2 给出水的压缩性 C_w。至于体积变化系数（即m_1^s和m_1^a），以及它们之间的关系（即$R_s = m_2^s / m_1^s$和$R_a = m_2^a / m_1^s$），则必须加以测定或估算。体积变化系数与诸系数之间的关系可假定在整个加荷范围内保持常数或变数。这两种情况都可采用逐步逼近技术进行计算。将前面提及的参数代入式（ 8.84 ）和（ 8.85 ），可分别算出切线孔隙压力参数 B_a和 B_w。

下一步考虑各向等值压力的有限增量$d\sigma_3$引起的孔隙气压力增量 du_a和孔隙水压力增量du_w。以总应力增量$d\sigma_3$乘以 B_a和 B_w，分别得出孔隙气压力和孔隙水压力增量。这些压力增量与其相应的初始值之和，就是该级荷重下的各向均等压力、孔隙气和孔隙水压力。这些压力变化使土的应力状态〔即$d(\sigma_3 - u_a)$和$d(u_a - u_w)$〕也发生变化。从而使土按照式（ 8.23 ）的土骨架本构关系也发生体积变化。同时，气相则按照式（ 8.24 ）的规律发生体积变化dn_a（即dV_a / V_0）。土的总体积变化与气相体积变化之差值即水的体积变化dn_w（即dV_w / V_0）。

根据初始饱和度和孔隙率，及其发生的体积变化，可算出当时的饱和度和孔隙率，如图 8.30 所示。在施加总应力增量后的土的最终孔隙体积为：

$$n'V' = n_0V_0 - dnV_0 \qquad (8.134)$$

式中

n'——施加总应力增量后的最终孔隙率；

V'——施加总应力增量后的最终土体积；

n_0——施加总应力增量前的初始孔隙率；

V_0——施加总应力增量前的初始土体积；

dn——总应力增量引起的孔隙率变化（即dV_v / V_0）。

土的最终与初始体积之间的关系为：

$$V' = (1 - dn)V_0 \qquad (8.135)$$

将式（ 8.135 ）代入式（ 8.134 ），得：

$$n'(1 - dn)V_0 = (n_0 - dn)V_0 \qquad (8.136)$$

最终孔隙率n'与起始孔隙率和孔隙率变化之间的关系可写成：

$$n' = \frac{n_0 - dn}{1 - dn} \qquad (8.137)$$

施加总应力增量后的土中水的最终体积可从图 8.30 中推导而得：

$$S'n'V' = S_0n_0V_0 - (dn - dn_a)V_0 \qquad (8.138)$$

式中

S'——施加总应力增量后的最终饱和度；

S——施加总应力增量前的初始饱和度；

dn_a——总应力增量引起的空气体积变化（即dV_a / V_0）。

以式（ 8.135 ）和（ 8.137 ）分别取代式（ 8.138 ）中土的最终体积V'和最终孔隙率n'，得：

$$S'\frac{n_0-dn}{1-dn}(1-dn)V_0 = S_0n_0V_0 - (dn-dn_a)V_0 \qquad (8.139)$$

式（8.139）经整理后，得施加总应力增量后的最终饱和度 S'：

$$S' = \frac{S_0n_0 - (dn-dn_a)}{n_0-dn} \qquad (8.140)$$

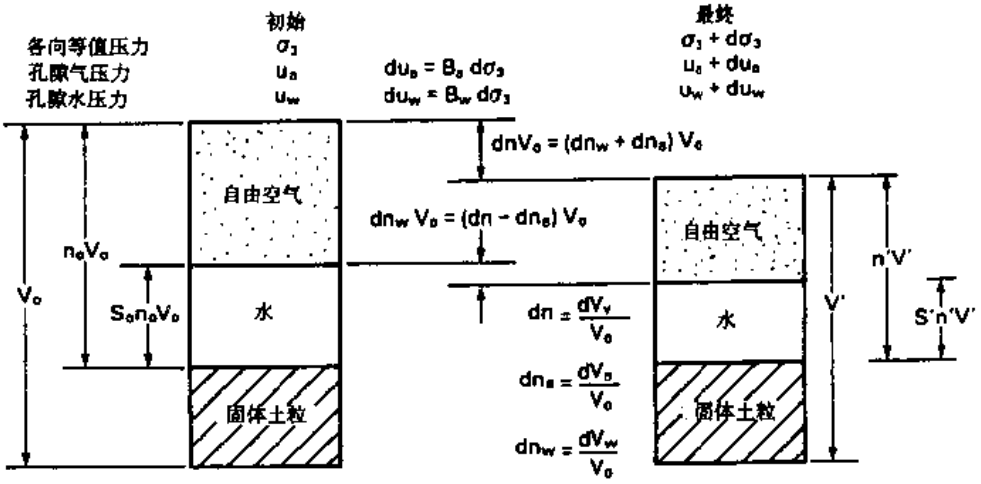


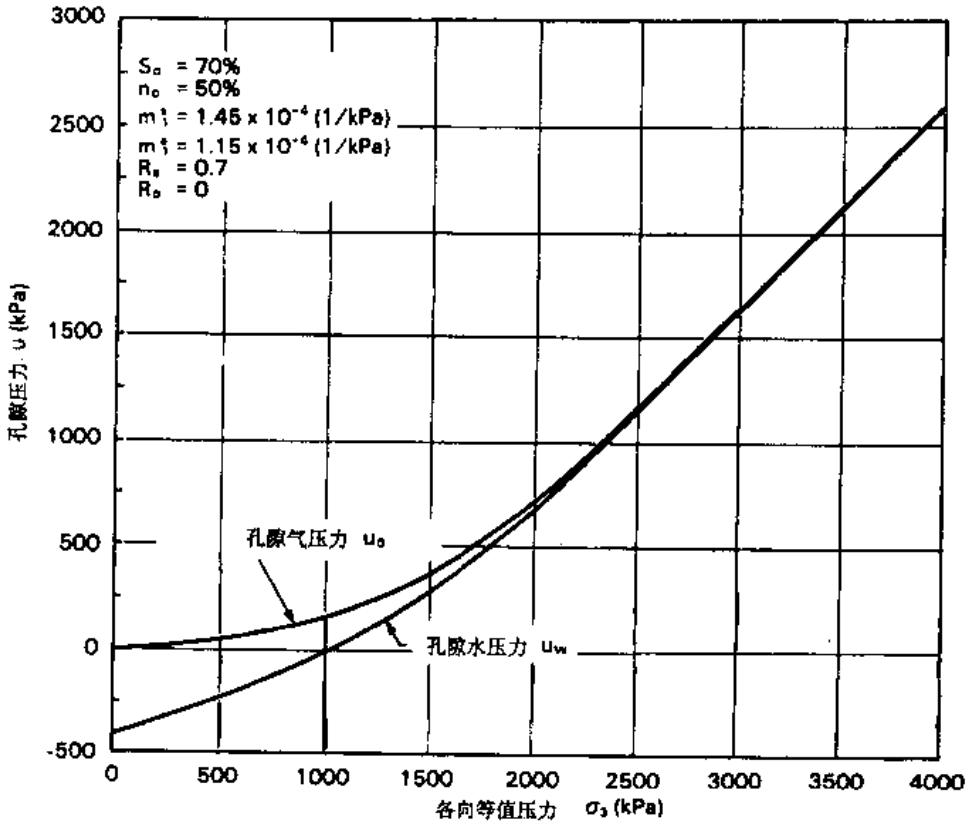
图 8.30　施加各向等值压力的有限增量后的体积变化

取经过修正的体积-质量指标作为下一级各向等值压力增量的初始状态。如此再进行下一级计算。但如果需要，也可在下一级的计算中修正体积变化系数。

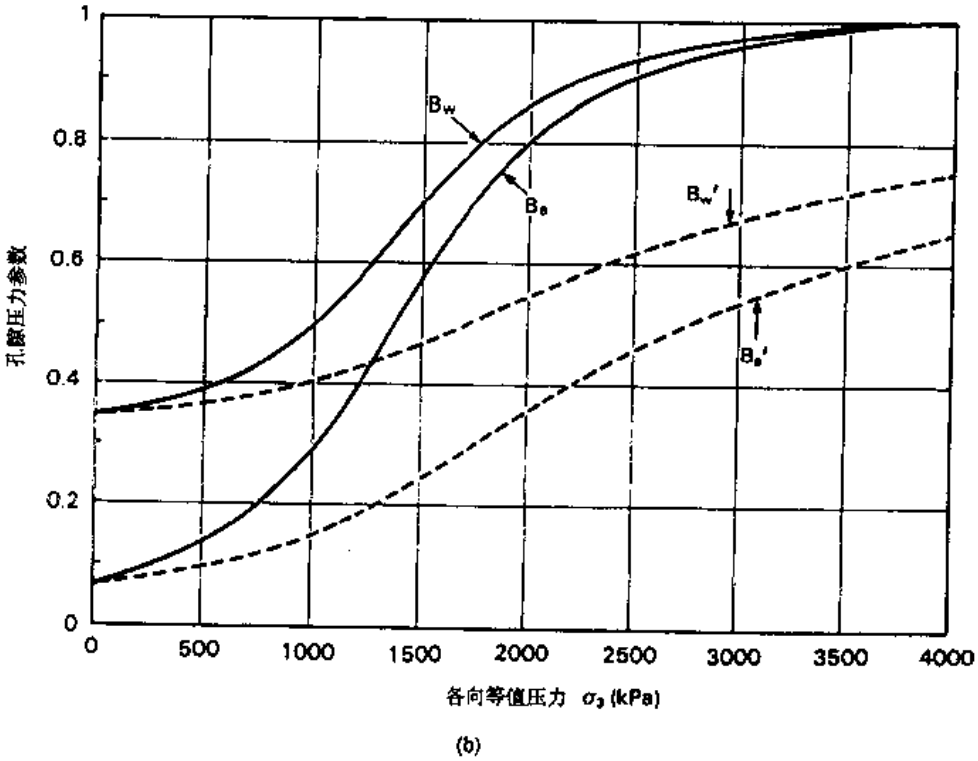
在下一级计算中，先算出 R_1，R_2，R_3，R_4 的新数据，以及孔隙压力参数 B_a 和 B_w 值，根据后两者可分别计算孔隙气和孔隙水压力的增量。再将体积特性（即 S，n）和应力变量（即 σ_3，u_a 和 u_w）修正到新的数值。如此重复上述步骤，直到要求的最终状态。这种方法即所谓的利用总应力有限增量的逐步逼近技术。

在切线孔隙压力参数 B 的计算中采用总应力的有限增量。土的体积变化（即 dV_v/V_0）可采用线性本构关系计算。用式（8.19）和（8.20）可分别计算割线孔隙压力参数 B_a' 和 B_w'。孔隙压力的总增加与各向等值压力的总增量之比，即为该加荷点的割线孔隙压力参数 B'（见图 8.8）。

下面介绍各向同性土在各向等值压力加荷条件下的孔隙压力参数 B 的理论预估成果。利用逐步逼近方法同时求解式（8.84）和（8.85）。图 8.31（a）表示试件在不排水条件下受到逐级增加的各向等值压力后出现的孔隙气压力和孔隙水压力。该试件的初始饱和度为 70%，其相应的初始基质吸力为 414 kPa。在加荷过程中的切线孔隙压力参数表示在图 8.31（b）中。此图表明，孔隙水压力参数 B_w 大于孔隙气压力参数 B_a'，而两者都逐渐增加，在接近饱和时达到同一数值。图中还可见到孔隙压力参数 B_a 的增大速率大于参数 B_w 的速率。换言之，孔隙气压力参数比孔隙水压力参数增大得快，在低饱和度时尤为明显〔图 8.31（a）〕。在达到饱和点处的 B_a 和 B_w 曲线看来是不连续的。在该点处，土中已无空气继续溶入土中。因此，参数 R_1，R_2，R_3 和 R_4 的公式中〔即式（8.80）和（8.83）〕的（hSn）项消失。于是，参数 B_a 和 B_w 突然增加到 1。这一情况与空气-水混合物的压缩性在达到饱和时突然发生变化的情况相类似，如第 8.13 节中所述。割线孔隙压力参数 B_a' 和 B_w' 很容易从孔隙压力与各



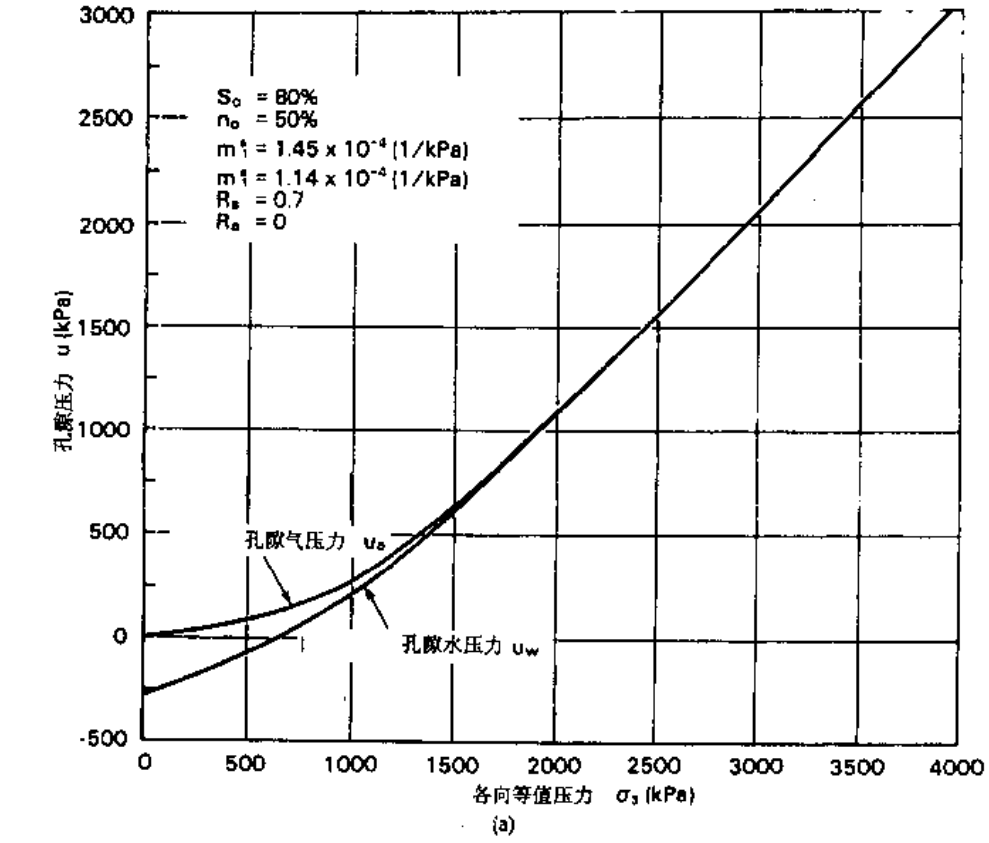
(a)



(b)

图 8.31 起始饱和度为 70 %的土之孔隙压力和有关参数的理论估算结果

（a） 孔隙气和孔隙水压力；（b）孔隙压力参数



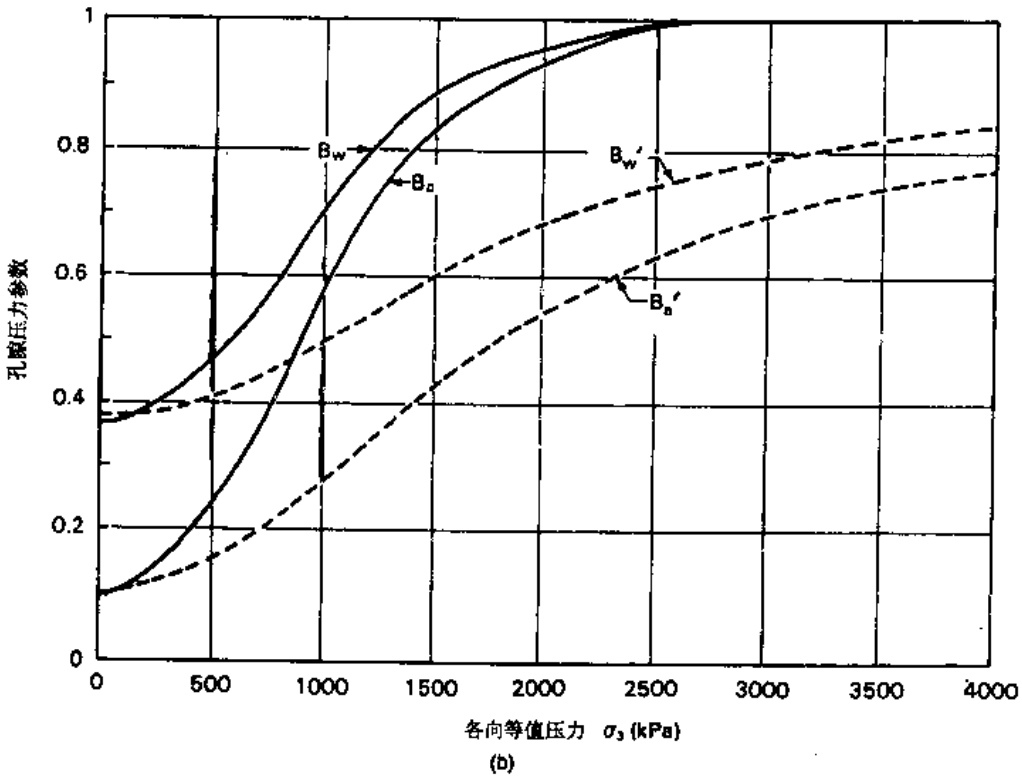


图 8.32　初始饱和度为 80 %的土之孔隙压力参数的理论估算结果

（a）孔隙气和孔隙水压力；（b）孔隙压力参数

向等值压力的关系曲线中算出。图 8.31 （b）所示的成果表明，当接近饱和时，割线孔隙压力参数 $B_a^{'}$ 和 $B_w^{'}$ 不一定接近相同的数值 1 。其原因已在第 8.2.1 节中加以说明。

图 8.32 （a）表明与图 8.31 所示相同的土的孔隙压力理论计算结果，但该土具有较高的初始饱和度 S_0。在计算图 8.32 （a）所示的成果时，采用了初始饱和度 80 %，相应的初始基质吸力为 276 kPa 。孔隙压力与总应力关系曲线的坡度随着初始饱和度的增加而变陡。在此情况下的切线和割线孔隙压力参数表示在图 8.32 （b）中。达到饱和点时的切线 B_a 和 B_w 曲线的不连续性与图 8.31 （b）中所示者相比变得更为明显。图 8.33 表明了初始饱和度对于孔隙压力与各向均等压力之间的关系曲线的一般影响。影响是显著的，如前节中 Hilf 的分析所示（见第 8.3.1 节）。

图 8.34 表明压缩性较高的土的孔隙压力和孔隙压力参数。切线孔隙压力参数 B_a 和 B_w 迅速增大到相同数值 1 。

图 8.35 为孔隙压力的理论计算结果与孔隙水压力实测成果之间的比较（Gibbs， 1963）。为了计算切线孔隙压力参数 B_a 和 B_w，必须假定体积变化系数（即 m_1^s 和 m_1^a），并假定这些系数在不排水加载过程中为常数。假定系数为常数可能会导致孔隙压力的实测值与计算值有些差别。一般说来，土的压缩性随总应力的增加而减小。用式（8.83）算出的孔隙气压力与 Hilf 的分析〔式（8.65）〕所预估的结果甚为吻合。 Hilf 的分析与更严格的方程相比较能得出一致的结果，是由于令参数 R_a（即 m_2^a/m_1^a）为零。这一假定的实质是假定气相的体积变化与基质吸力的变化无关，而是只取决于总应力变化。其实在 Hilf 的分析中也包含这一假定。如果 R_a 不等于零，则不可能吻合。

当达到饱和时切线参数 B_a 和 B_w 增加到 1，但割线参数 $B_a^{'}$ 和 $B_w^{'}$ 值接近 0.7〔图 8.35 （b）〕。采用逐步逼近方法算得的割线孔隙压力参数 $B_a^{'}$ 略不同于 Hilf 分析给出的割线孔隙压力参数 $B_{ah}^{'}$。造成差别的原因是 Hilf 的分析假定基质吸力为零。

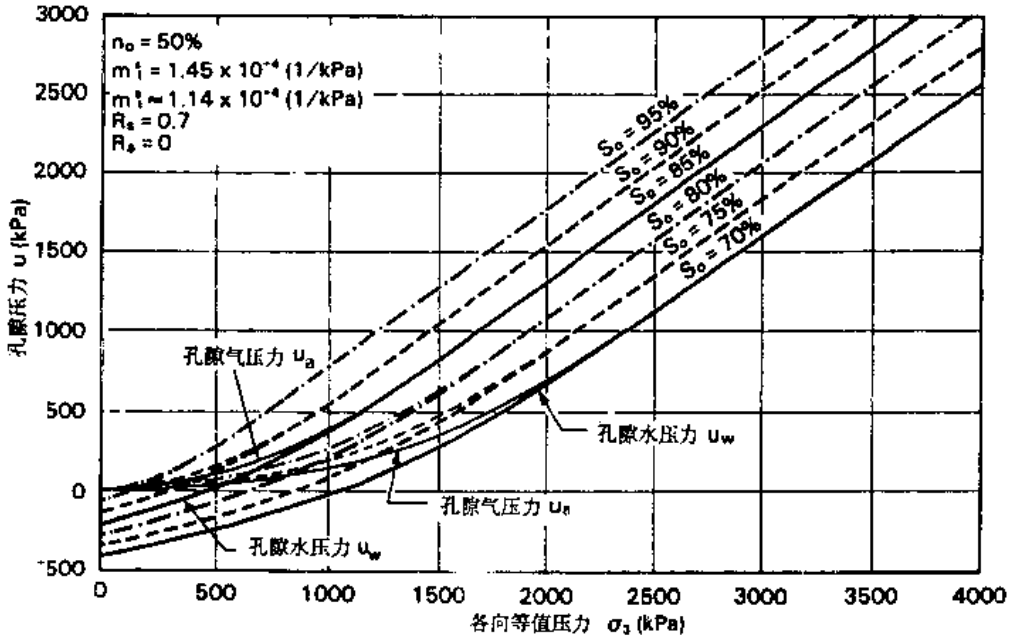


图 8.33 初始饱和度对孔隙气压力和孔隙水压力关系曲线的影响

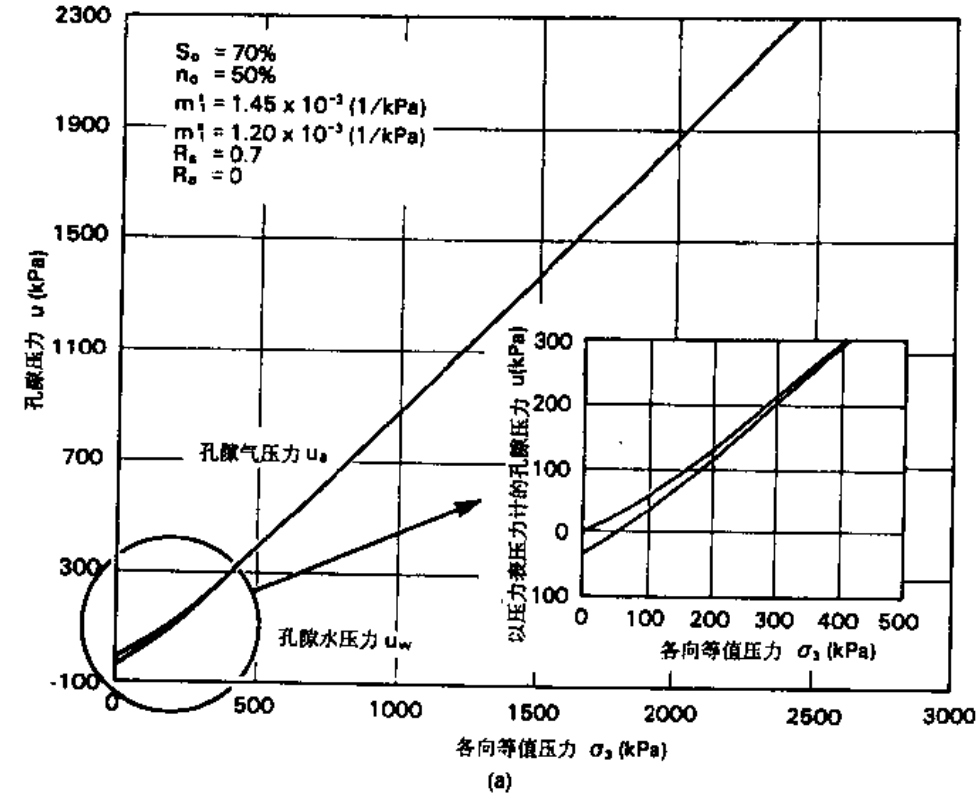
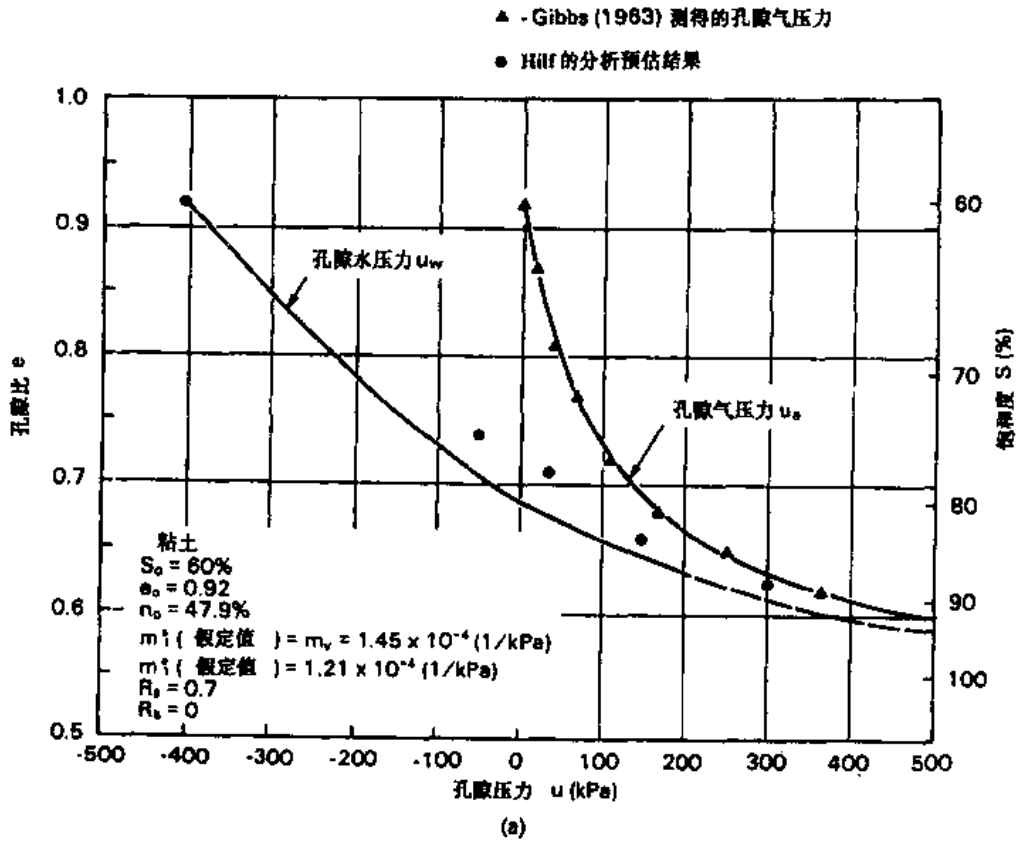


图 8.34　压缩性较高的土之孔隙压力和孔隙压力参数

（a）孔隙气压力和孔隙水压力；（b）孔隙压力参数



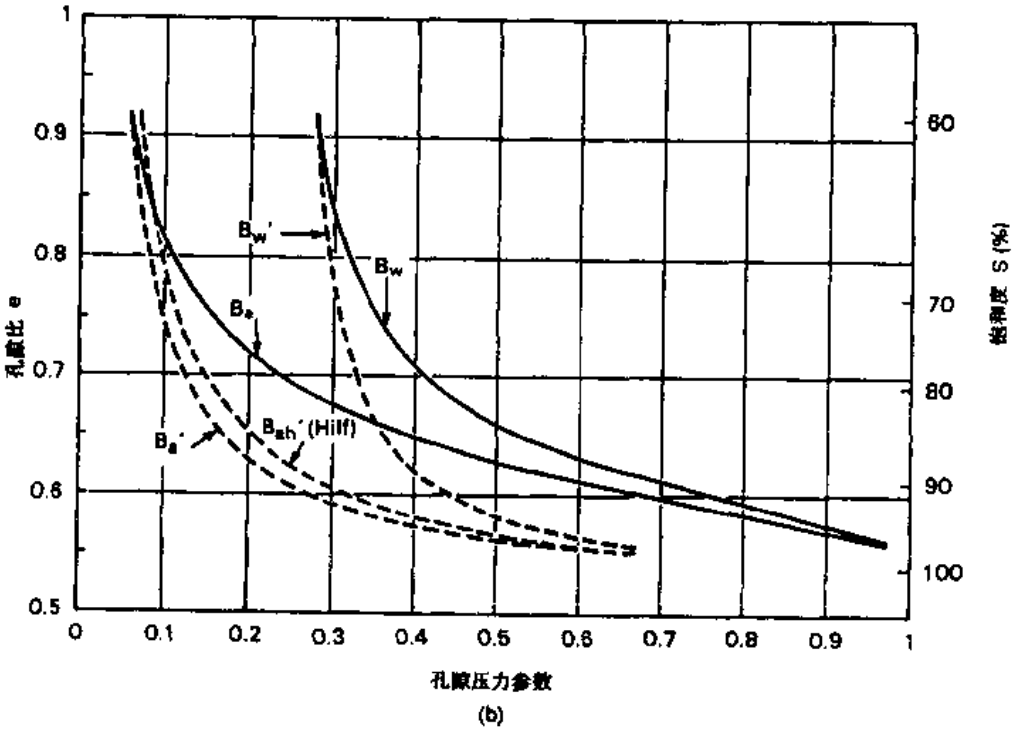


图 8.35 在不排水加荷条件下孔隙水压力的理论估算与试验室实测结果之间的比较（a）孔隙气压力和孔隙水压力；（b）孔隙压力参数

图 8.36 表示 Bishop 和 Henkel （ 1962 ）在各向等值压力加荷条件下测得的两种非饱和土的孔隙气和孔隙水压力，可以采用体积变化系数为变数（如表 8.3 所示）来进行孔隙气压力和孔隙水压力的理论估算。土骨架的压缩性随着各向等值压力的增加而减小。计算成果表明，当加荷过程中的体积变化系数为变数时，理论计算值更接近实测的孔隙压力。事实已证明，正确确定加荷过程中的体积变化系数，是孔隙水压力估算中的重要环节。

以 Bishop 和 Henkel （ 1962 ）的试验资料为基础而进行孔隙压力理论计算中所采用的体积变化系数　　表 8.3

试验号	体积变化系数	
No.1	$\sigma_3 < 70$ kPa(#1a)	$\sigma_3 > 70$ kPa(#1b)
土骨架 m_1^s ●	4.0×10^{-4}	2.9×10^{-5}
气相 m_1^a	2.6×10^{-4}	2.9×10^{-5}
No.2	$\sigma_3 < 140$ kPa(#2a)	$\sigma_3 > 140$ kPa(#2b)
土骨架 m_1^s	1.0×10^{-4}	2.6×10^{-5}
气相 m_1^a	8.7×10^{-5}	2.6×10^{-5}

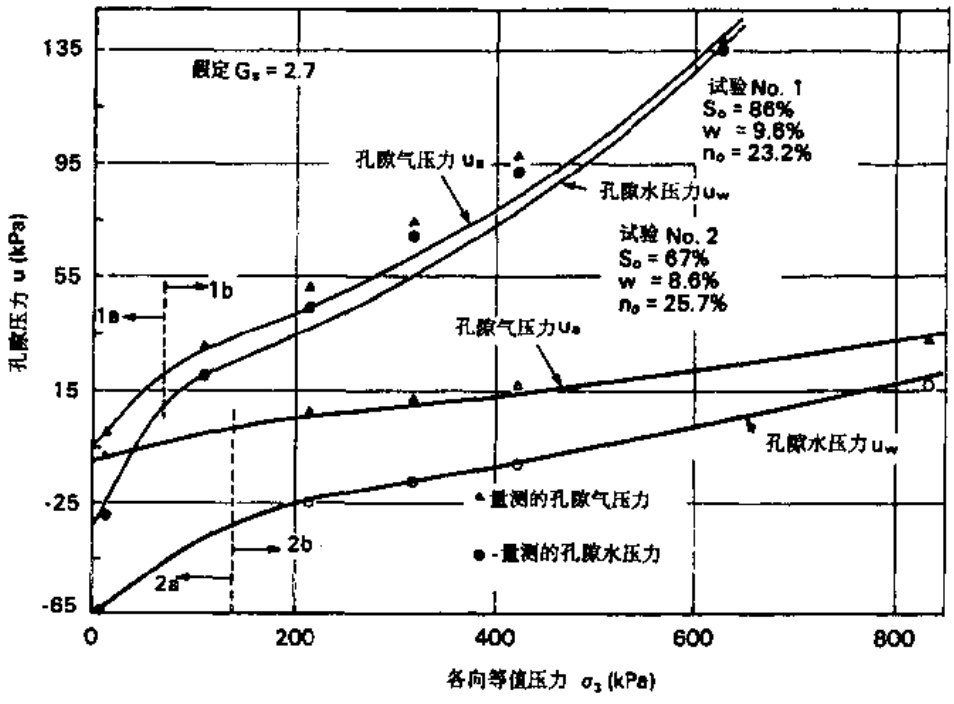


图 8.36　孔隙气压力和孔隙水压力的理论计算与试验室量测结果之比较(数据引自 Bishop 和 Henkel， 1962)

8.3.5 三轴加荷条件下的切线参数 B 和 A 的试验成果

三轴不排水试验的步骤一般是首先在试件上施加各向等值的压力达到一给定的小主应力 σ_3。在增加各向等值压力 $d\sigma_3$ 过程中产生的孔隙压力可给出切线孔隙压力参数 B。

● 原文误为 m_1^a ——译者。

三轴试验的第一步是在试件上施加垂直压力，直到出现大主应力σ_1的最大值。小主应力σ_3保持常数。在施加主应力差的增量$d(\sigma_1-\sigma_3)$的过程中测得的孔隙压力变化给出切线孔隙压力系数 D。总的孔隙气压力和孔隙水压力可用叠加方法求得，分别如式（8.107）和（8.101）所示。

图 8.37 至 8.39 为美国垦务局在不排水三轴试验中测得的孔隙压力成果（USBR，1966）。图中用体积变化与土的初始体积V_0之比来表示体积变化。从试验成果中算出的孔隙压力参数为平均切线参数 B 或 D。试验成果表明，切线参数 B 和 D 是土中的应力状态和饱和度的函数。一般说来，孔隙压力参数随土中总应力的增加而增加。

8.3.6 参数α的试验量测

图 8.40 为两种压实土的两组试验成果，在该试验中参数α是在各向等值压力条件下测得的（Bishop，1961a）。参数α的定义见式（8.129），它是基质吸力的变化$d(u_a-u_w)$与净各向等值压力的改变$d(\sigma_3-u_a)$之比。

第一组是含水量略高于最优含水量时进行压实的页岩的试验成果。参数α起始为0.6，它随各向等值压力的增加而减小，如图 8.40（a）所示。第二组是含水量略低于最优含水量时进行压实的漂砾粘土的成果。初始的α值约为 0.1，它也是随各向等值压力的增加而减小，如图 8.40（b）所示。换言之，（在高总应力或低基质吸力时），由于净各向等值压力的变化所引起的基质吸力的变化不大。

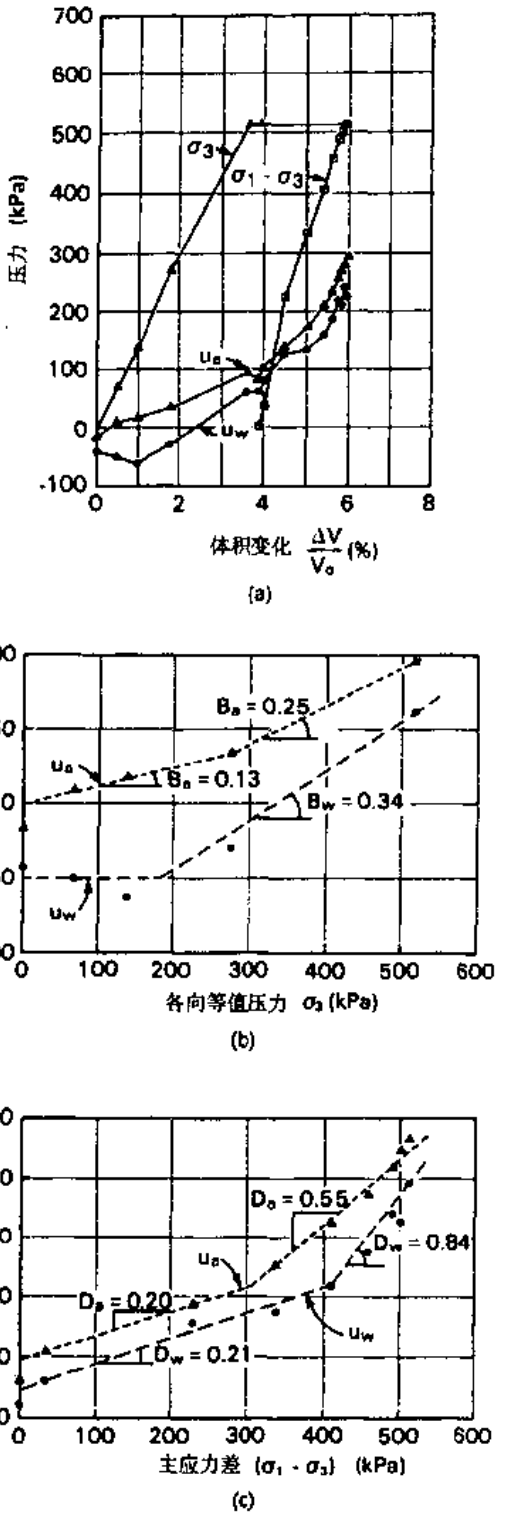
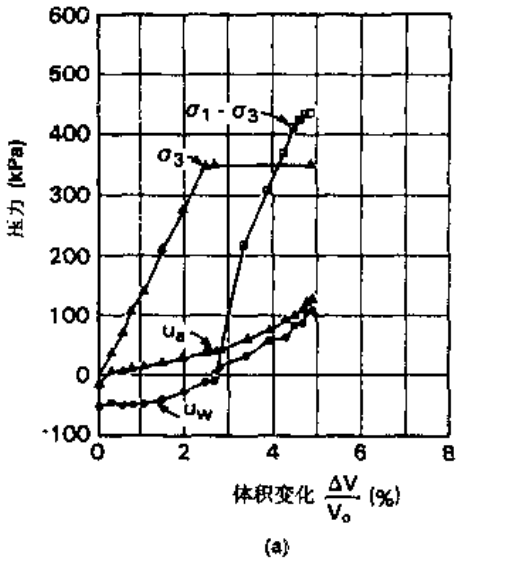
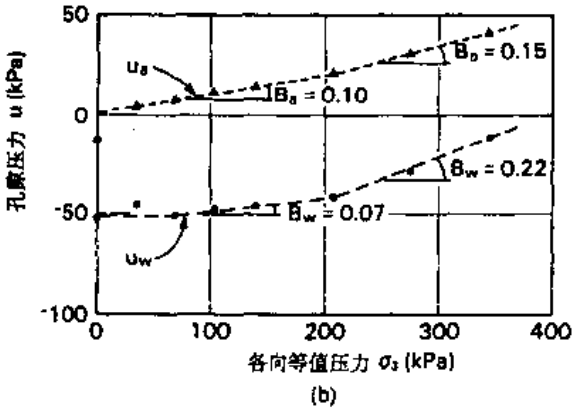


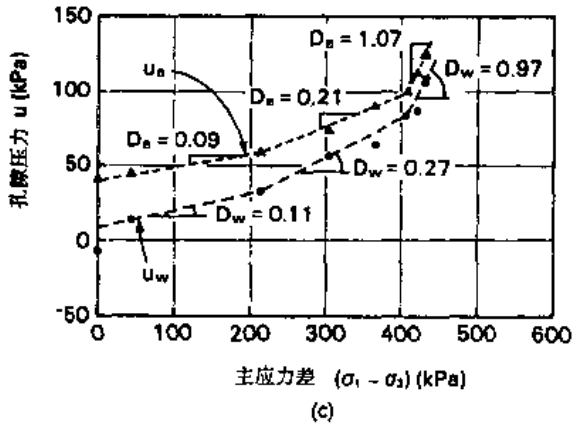
图 8.37 1 号不排水三轴试验中产生的孔隙压力 （a）不排水三轴试验测得的应力-应变关系（引自 Knodel 和 Coffey，1966）；（b）孔隙压力参数B_a和B_w；（c）孔隙压力参数D_a和D_w



(a)

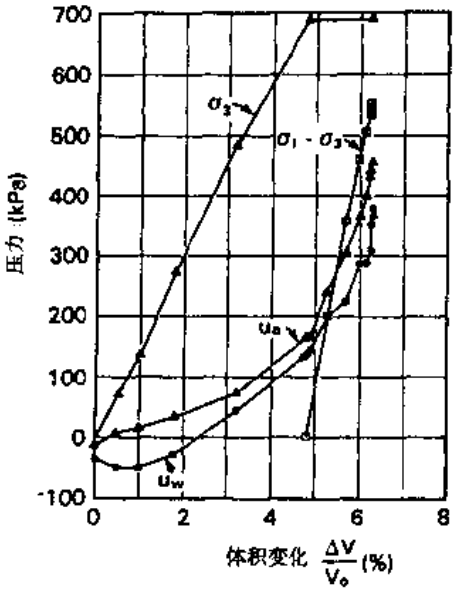


(b)

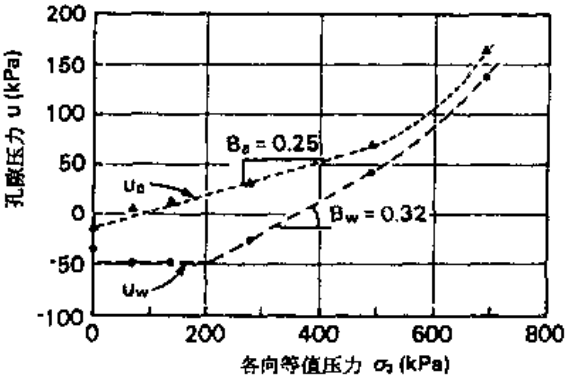


(c)

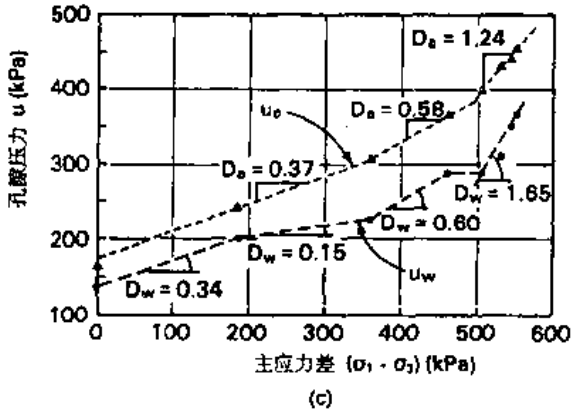
图 8.38　2 号不排水三轴试验中产生的孔隙压力（a）不排水三轴试验测得的应力-应变关系（引自 Knodel 和 Coffey，1966）；（b）孔隙压力参数 B_a 和 B_w；（c）孔隙压力参数 D_a 和 D_w



(a)



(b)



(c)

图 8.39　3 号不排水三轴试验中产生的孔隙压力（a）不排水三轴试验测得的应力-应变关系引自 Knodel 和 Coffey，1966）；（b）孔隙压力参数 B_a 和 B_w；（c）孔隙压参数 D_a 和 D_w

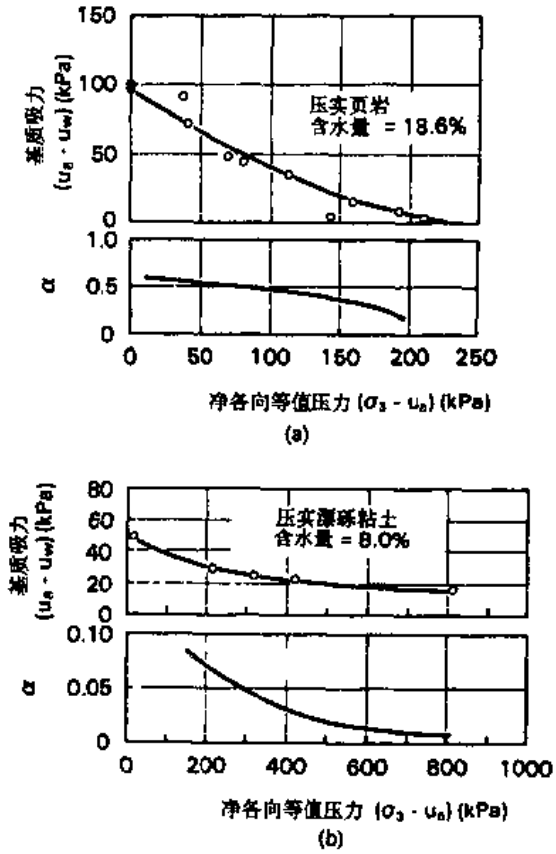


图 8.40 两种土的试验结果，其中包括参数 α（a）压实页岩的参数 α；（b）压缩漂砾粘土的参数 α（引自 Bishop，1961a）

第 9 章　抗剪强度理论

承载力、侧向土压力和斜坡稳定等许多岩土问题都与土的抗剪强度有关。土的抗剪强度又取决于土中的应力状态。在非饱和土中一般采用的应力状态变量是净法向应力$(\sigma - u_a)$和基质吸力$(u_a - u_w)$，如第 3 章中所述。本章叙述抗剪强度与应力状态变量和抗剪强度参数的关系式。第 10 章将简要说明试验室量测抗剪强度参数的技术。第 11 章将介绍抗剪强度公式在各种岩土问题中的应用。

在建立抗剪强度公式之前，本章简明地对抗剪强度的理论及有关土性指标的量测进行历史的回顾。在回顾中讨论的抗剪强度试验成果是从与本课题有关的许多参考书中挑选出来的。从诸多论文中进行挑选的准则是，研究者是否在剪切过程中采用量测或控制孔隙压力的专门试验方法和技术。通常采用的两种抗剪强度试验为三轴试验和直剪试验。本章还比较了供非饱和土用的各种三轴和直剪试验的理论，并进行了讨论。在第 10 章中叙述量测技术和有关的设备。该章还介绍了预估非饱和土试验所需的应变速率的理论方法。

不但用解析方式而且用图解方式说明了非饱和土抗剪强度公式。以两种方式进行说明，有助于理解土从非饱和状态变成饱和时发生的变化，或相反情况的变化。本章还讨论了建立非线性抗剪强度包线的可能性，并简要说明处理非线性的各种可行方法。

在试验室确定抗剪强度参数时，要求诸试件的初始状态是“等同”的。如测定原状土的强度参数，则进行试验的诸试件的地质和应力历史应该是一样的。另一方面，如测定压实土的强度参数，则诸试件应该在同样初始含水量下以同样击实功能和方式进行压实。必须认识到，在不同含水量下压实成不同密度的土是“互异”的土，这一点非常重要。此外，试验室试验应该紧密模拟现场可能出现的加荷条件。三轴试验和直剪试验能够模拟的各种应力路径将在第 9 和第 10 章中说明。

9.1　抗剪强度的历史

利用 Mohr-Coulomb 破坏准则和有效应力概念（Terzaghi，1936），可表达饱和土的抗剪强度：

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w)_f \tan\phi' \qquad (9.1)$$

式中

τ_{ff}——破坏时破坏面上的剪应力；

c'——有效粘聚力，即法向有效应力为零时的抗剪强度；

$(\sigma_f - u_w)_f$——破坏时破坏面上的法向有效应力；

σ_{ff}——破坏时破坏面上的法向总应力；

u_{wf}——破坏时的孔隙水压力；

ϕ'——有效内摩擦角。

式（9.1）为一直线，如图 9.1 所示，此线一般叫做破坏包线。此包线代表破坏时破坏面上的剪应力与有效法向应力之间的关系。式（9.1）中的剪应力和法向应力的下标“f”，凡在括号内的是指破坏面，在括号外的是指破坏应力状态。孔隙水压力只有一个下标“f”，是指破坏应力状态，因为孔隙水压力在任何平面上都是相同的（即各向等压的）。土的破坏包线能给出各法向有效应力下的抗剪强度。此包线是代表破坏条件的一系列 Mohr 圆的公切线，包线的坡角为有效内摩擦角ϕ'，它在纵座标上的截距叫做有效粘聚力 c'。Mohr 圆与包线之切点与座标极点的连线（见第 3 章）可给出土中破坏面的方向。破坏 Mohr 圆上的切点代表破坏时破坏面上的应力状态。

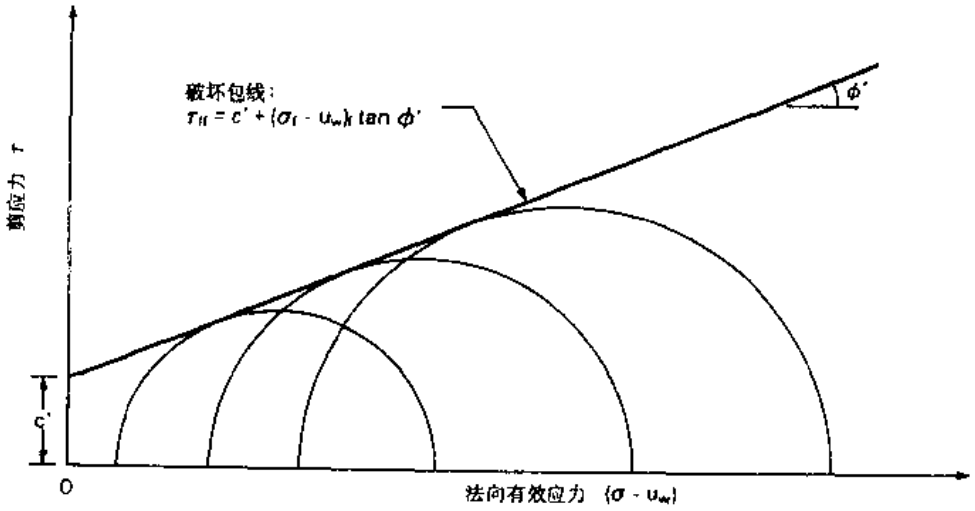


图 9.1 饱和土的 Mohr-Coulomb 破坏包线

工程实践证明，Mohr-Coulomb 有效应力破坏准则对饱和土来说是满意的。曾进行过类似的努力来为非饱和土寻求一个有效应力变量，如第 3 章所述。如果可能的话，则可为非饱和土提出类似的抗剪强度公式。然而，愈来愈多的事实支持采用两个独立的应力状态变量来确定非饱和土的应力状态和抗剪强度（Matyas 和 Radhakrishna，1968，Fredlund 和 Morgenstern，1977）。

在以往的 30 年中，曾对非饱和土进行过大量的抗剪强度试验和其它有关的研究。本节总结了与非饱和土抗剪强度有关的研究成果。非饱和土的抗剪强度试验与饱和土相类似，也可分为两个阶段。第一阶段是在剪切之前，令土在特定的应力条件下固结或不固结。第二阶段是在剪切过程中控制排水。在剪切过程中分别控制孔隙气和孔隙水的排水或不排水。

排水条件是指允许孔隙流体从试件中充分排出，目的是使剪切过程中不产生孔隙压力。换言之，剪切过程中的孔隙压力从外部控制为一个常数。不排水条件是指不允许孔隙流体排出试样外，至于剪切过程中的孔隙压力的变化，可以量测，也可以不量测。然而，当需要知道破坏时的净法向应力和基质吸力时，则必须量测或控制孔隙气压力和孔隙水压力。要在本质上确定土的抗剪强度必须知道破坏时的应力状态变量。

非饱和土的许多抗剪强度试验中既没有控制也没有量测孔隙气压力和孔隙水压力。在有些试验中仅在试验开始时量测土的基质吸力。这些成果只能作为土的抗剪强度的宏观说明，因为不知道破坏时的确切应力。

在非饱和土中量测孔隙水压力应该采用具有合适进气值的高进气值陶瓷板。如果没有高

进气值透水板，那么，可能量到的孔隙气压力和孔隙水压力之差被限制于大气压力之若干分之一。当破坏时的应力状态变量为未知时，非饱和土抗剪强度试验成果的解释变得含糊不清。下面的文献总结分为两类：第一类总结的抗剪强度试验中适当地控制和量测了孔隙气和水压力。第二类总结的非饱和土的抗剪强度试验中没有在剪切过程中适当控制和量测孔隙压力。

以应力-应变曲线形式表达三轴试验成果所采用的应力和应变概念分别在第 3 章和 12 章中进行详细的讨论。法向应变定义为长度变化与原始长度之比。当试件受到轴向应力时，其轴向应变的定义如下（见图 9.2）：

$$\varepsilon_y = \frac{L_0 - L}{L_0}(100) \qquad (9.2)$$

式中

ε_y——沿 y 方向的轴向应变，以百分数计；

L_0——试件的原始长度；

L——试件的最终长度。

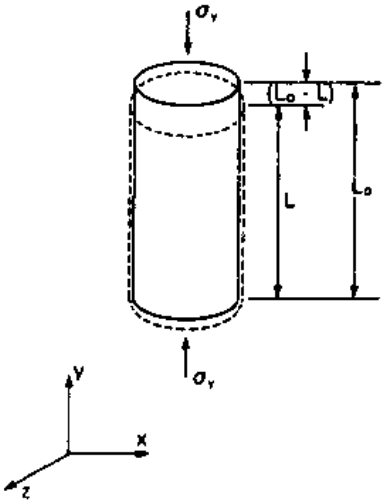


图 9.2　三轴试验所采用的应变概念

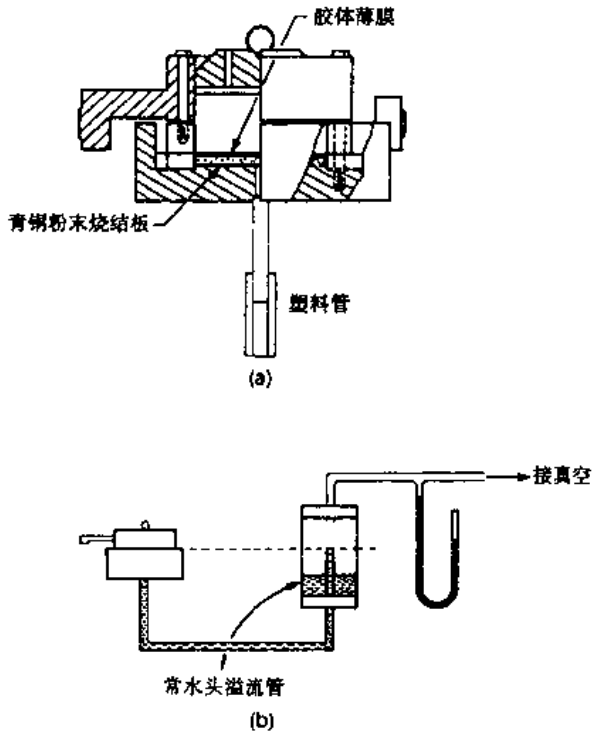


图 9.3　供土在低基质吸力下进行试验，并经过改进后的直剪设备　(a)经改进后装有胶体薄膜的直剪盒；(b) 施加恒定的负孔隙水压力的设备（引自 Donald，1956）

Donald（1956）曾对非饱和细砂和粗粉土进行了一系列直剪试验。试验是在图 9.3（a）所示的经过改进后的直剪仪上进行的。在剪切过程中控制了孔隙气和水压力。直剪盒的顶面暴露在大气中，目的是使孔隙气压力 u_a 保持为大气压力 101.3 kPa（即压力表压力为零）。在水相中施加一常负水头，从而控制孔隙水压力 u_w 为负值。放在剪力盒中的试件底部通过一胶体薄膜与盒底的水接触，盒底的水与控制在所要求的负压力的常水头溢流管相连接，见图 9.3（b）。孔隙水压力能减低到接近绝对压力零，若再减低压力，则量测系统会产生汽化。

初始密度一致的各种土的试件在约为 48 kPa 的总应力下进行固结。然后，施加要求的负孔隙水压力历时达数小时，务使试件达到平衡。继而在 0.071 mm / s 的速率下进行剪切。4

种砂土的成果表示在图 9.4 中。基质吸力为零时的抗剪强度就是由施加的总应力而引起的强度。抗剪强度随着基质吸力的增大而增大到峰值，而后降低到一个常量值。试件在饱和条件下，砂土强度随总应力的增加而等速增加。一旦砂土饱和度减小，则强度增加速率减低。其实是，当吸力超过某一极限值后强度有所减少。

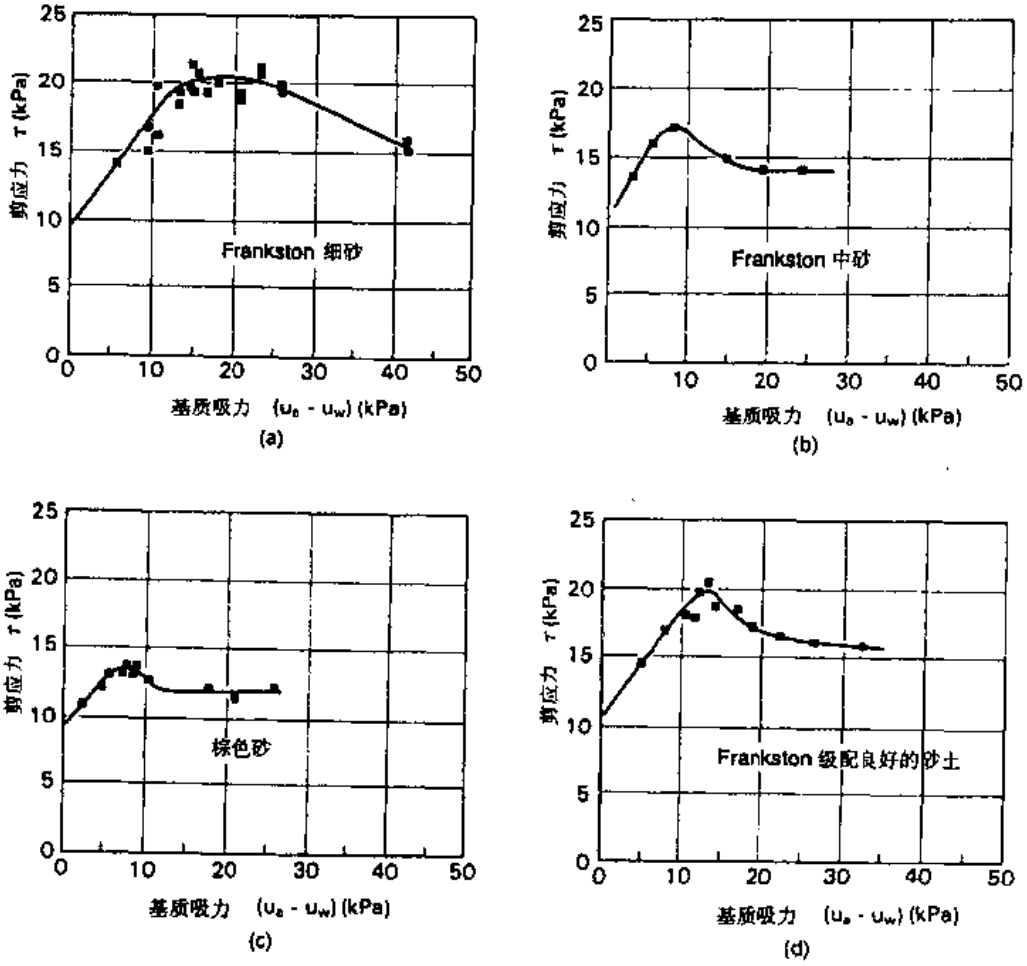


图 9.4 砂土在低基质吸力下的直剪试验结果（根据 Donald，1956 年的成果整理而成的）

美国垦务局结合土坝和填方的建设对压实的非饱和土的抗剪强度进行了大量的研究（Gibbs 等，1960；Knodel 和 Coffey，1966；Gibbs 和 Coffey，1969）。并在不排水三轴试验中量测了孔隙气压力和孔隙水压力。孔隙气压力 u_a 是通过试件一端的粗陶瓷板量测的，而孔隙水压力 u_w 是在试样另一端通过高进气值透水板量测的。不但在施加各向等值压力 σ_3 时，而且在施加主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 时都量测了孔隙气压力和孔隙水压力。量得的孔隙气压力与 Hilf 的分析（第 8 章）所预估的孔隙气压力十分一致。

他们没有将抗剪强度与基质吸力 $(u_a - u_w)$ 联系起来，而是用画两条 Mohr-Coulomb 包线来确定两组抗剪强度参数。第一条包线所切的 Mohr 圆是以应力变量 $(\sigma - u_w)$ 为基础而绘制的〔即式（9.1）〕。第二条包线与以应力变量 $(\sigma - u_a)$ 为基础而绘制的 Mohr 圆相切。图 9.5 示出用于整理抗剪强度试验资料的两条典型包线。第 3 号不排水试验中测得的孔隙压力示于第 8 章。这两条包线表明，它们之间的粘聚力差别大于摩擦角差别。

50 年代末和 60 年代初，伦敦 Imperial 学院曾对非饱和土进行过广泛的研究。在科罗拉多

召开的粘性土抗剪强度会议中，Bishop 等（1960）介绍了非饱和土的五种抗剪强度试验成果。这五种试验是：1）固结排水；2）固结不排水；3）常含水量；4）不排水和 5）无侧限抗压试验。其详细情况将在第 9.3 节中说明。这些试验是在经过改进的三轴受压室中进行的。在试验过程中，孔隙气压力和孔隙水压力或得到量测，或得到控制。

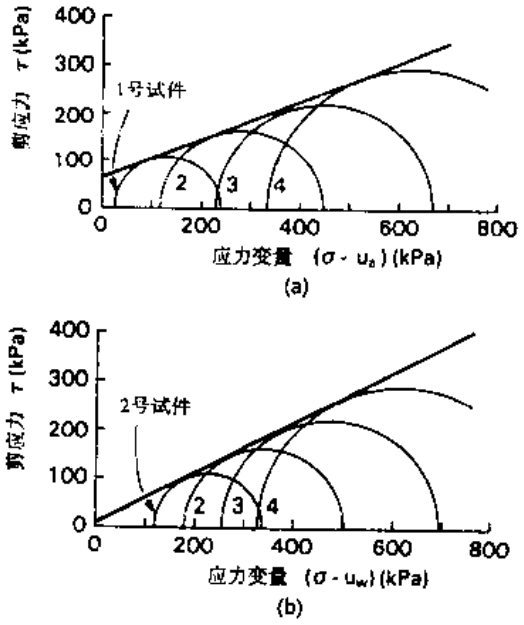


图 9.5　美国垦务局采用的整理抗剪强度资料的两种方法 (a)以应力变量$(\sigma - u_a)$为基础的破坏包线；(b)以应力变量$(\sigma - u_w)$为基础的破坏包线（引自 Gibbs 和 Coffey，1969）

Bishop（1961b）在伦敦召开的土的孔隙压力和吸力会议中讨论了三轴试验中孔隙压力的量测。试验证实，通过镶嵌在试件底座上的高进气值透水板可直接量测孔隙水压力。在量测时采用不发生流动的零位指示器，使量测系统中的压力与孔隙水压力维持平衡。然而，这种直接量测方法只能量测大于负 90 kPa 的压力。Bishop 和 Eldin（1950）曾在饱和试件的固结不排水试验中利用经过小心排气的量测系统成功地量得负 90 kPa 的孔隙水压力。小于负 1 个大气压力的孔隙水压力应采用轴平移技术进行量测（Hilf，1956；见第 3 章）。

轴平移技术就是将高的负孔隙水压力平移到量测系统中的水不发生气化的压力。此外，必须采用进气压力值大于拟量测的基质吸力值的高进气透水板，以防止孔隙空气进入量测系统中。在试件顶面垫放一层低吸水性的玻璃纤维布，从而量测或控制孔隙气压力。

利用第 3 章中介绍的应力点来表示试验成果，可用破坏时的应力变量$\{(\sigma_1+\sigma_3)/2-u_w\}_f$及$\{(\sigma_1+\sigma_3)/2-u_a\}_f$来绘图。图 9.6 所示为压实

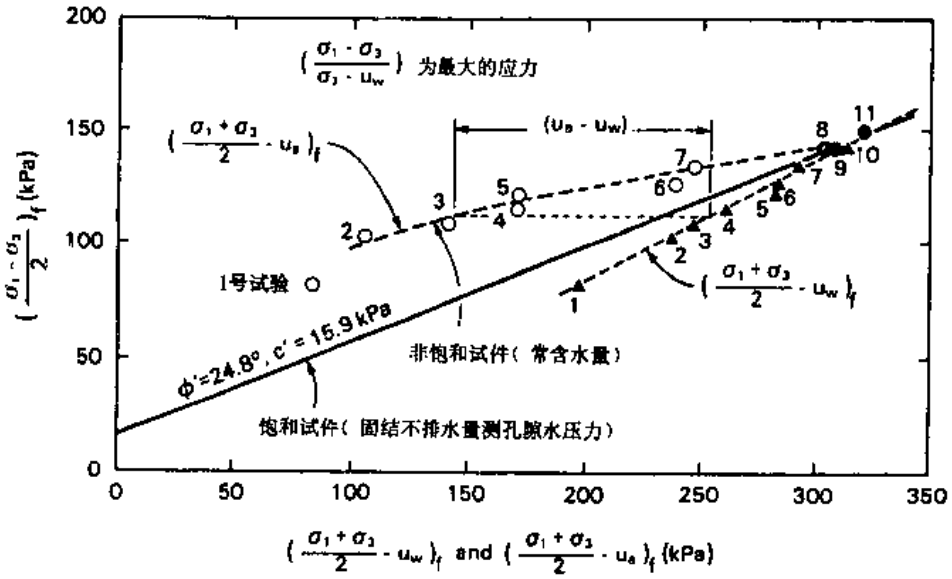


图 9.6　在含水量为 18.6 %时的压实页岩（粘粒含量 22 %）的常含水量三轴试验成果（引自 Bishop 等，1960）

页岩的常含水量试验成果。采用比值$\left[(\sigma_1-\sigma_3)/(\sigma_3-u_w)\right]_f$达到最大值作为发生破坏条件。

Bishop 和 Donald 于 1961 年采用名为“气泡泵”的仪器排除通过高进气值透水板扩散到三轴受压室底座而逸出的自由空气。该仪器的工作原理已在第 6 章中说明。

要防止空气通过橡皮膜扩散到三轴受压室的水中，应该用水银完全包围试件，而不是用水。非饱和松散粉土的固结排水试验成果验证了空气扩散的意义。Bishop 和 Henkel 在 1962 年说明和总结了各类三轴试验的测试技术和细节。

Bishop 和 Blight （ 1963 ）曾检验了轴平移技术在非饱和土的抗剪强度试验中的可用性。曾用轴平移和不用轴平移技术进行类似的试验量测 Talybont 粘土的抗剪强度，并进行了比较。两类试验得出的剪应力-应变曲线紧密吻合。试验证明，轴平移技术可以应用于非饱和土试验室的试验中。此外，由于不采用轴平移技术和采用轴平移技术得出基本相同的抗剪强度，因此可以证明孔隙水有能力承受大于 1 个大气压的绝对张力。

Bishop 和 Blight （ 1963 ）还研究了不排水试验过程中孔隙气压力和孔隙水压力的发展，并对常含水量试验的典型成果加以讨论。Donald （ 1963 ）进一步取得了压实 Talybont 粘土的不排水试验成果，在该试验中量测了孔隙气压力和孔隙水压力。在压缩过程中孔隙气压力和孔隙水压力的变化能反映土的体积变化趋势。试验中的应变速率对孔隙气压力的影响大于对孔隙水压力的影响。试件的基质吸力随轴向应变的增加有明显的增加。

美国波士顿麻省理工学院（ MIT ）的土工组在 1963 年开展了非饱和土工程性质的研究。他们采用的三轴仪与 Bishop 和 Donald （ 1961 ）设计的仪器基本相同，但有如下差别（ MIT， 1963 ）。孔隙水压力量测设备中的零位指示器改为电动压力传感器。用粗的透水板取代试件顶面的玻璃纤维布，以量测孔隙气压力。他们用压实试件进行一系列固结不排水，并测定孔隙压力的试验，以及进行了测定孔隙水压力并且控制孔隙气压力的不排水试验。试件由 80%石英粉和 20 %高岭土组成。使用一个应力变量分析试验资料时感到有困难。特别是试验资料相当分散，并且随着基质吸力的增加，抗剪强度略有降低。总之，从这些资料得不出结论。

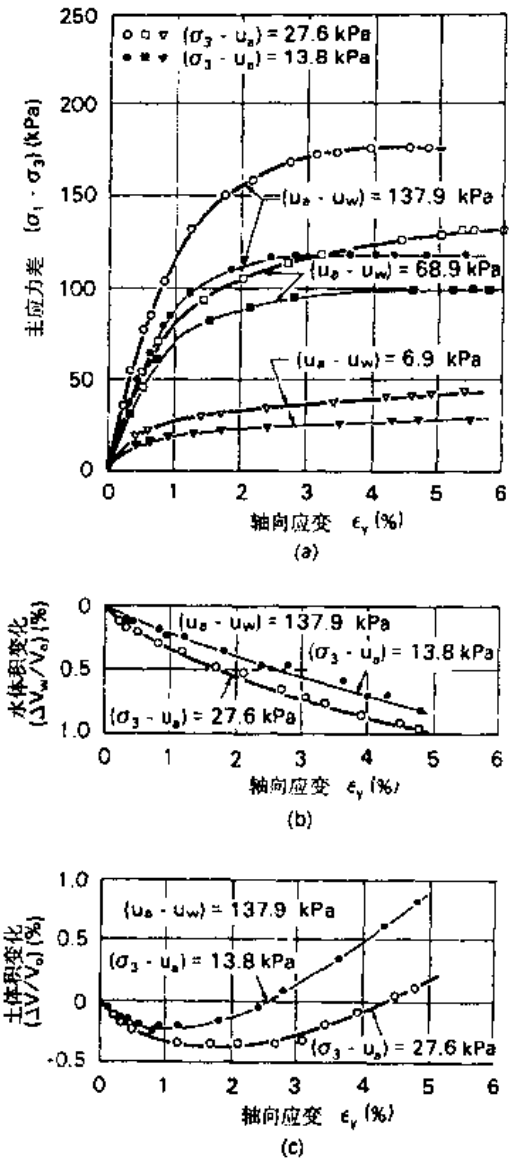


图 9.7 非饱和粉土的不排水固结试验 (a)典型的主应力差与应变关系曲线；(b)水体积变化与应变关系曲线；(c)试件体积变化与应变关系曲线（引自 Blight， 1967 ）

Blight （ 1967 ）报导了非饱和土试件的若干固结排水试验成果。全部试件是在 16.5 %的

含水量下用标准 AASHTO[1] 击实功能压实的。然后将试样放入三轴受压室，在三种基质吸力值下达到平衡。其中两个试件承受恒定的基质吸力，但在两种净周围压力$(\sigma_3 - u_a)$下进行试验（周围压力为 13.8 和 27.6 kPa ）。图 9.7 （ a ）表示这些试验中测得的主应力差与轴向应变的关系曲线。从图中可见，抗剪强度随基质吸力及净周围压力的增加而增加。图 9.7 （ b ）和（ c ）分别表示承受常基质吸力 137.9 kPa 的试件在剪切过程中发生的水体积变化以及试样的体积变化。虽然试件在剪切过程中有孔隙水排出，但试样体积反而增加。换言之，试件在剪切过程中发生剪胀。

Satija 和 Gulhati （ 1978 和 1979 ）进行过印度非饱和压实 Delhi 粉土和 Dhanauri 粘土的抗剪强度试验。固结排水试验是在改进后的三轴受压室中进行的，在试验中控制了孔隙压力。此外，还进行了控制孔隙气压力并且量测孔隙水压力的常含水量试验。

在 70 年代中期，加拿大 Saskatchewan 大学也研究过非饱和土的性状。 1977 年 Fredlund 和 Morgenstern 建议用$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$这两个独立的应力状态变量。 Fredlund 等（ 1978 ）利用这些应力状态变量建立了非饱和土的抗剪强度公式，认为非饱和土的抗剪强度由有效粘聚力 c'，净法向应力$(\sigma - u_a)$引起的强度，以及基质吸力$(u_a - u_w)$引起的强度所组成。净法向应力引起的强度与有效内摩擦角ϕ'有关，而基质吸力引起的抗剪强度与另一角度ϕ^b有关。曾用帝国学院的两组抗剪强度试验成果，以及麻省理工学院的一组成果来检验所建议的抗剪强度公式。试验资料表明，破坏面基本上是平面，破坏包面可以被看作是空间的一个面。以$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$为横座标的空间座标图其实是常规 Mohr-Coulomb 破坏包线的延伸（ Fredlund， 1979 ）。

Satija （ 1978 ）对非饱和 Dhanauri 粘土的抗剪强度进行了试验研究。压实试件在各种$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$应力值下进行常含水量试验和固结排水试验。所采用的三轴仪与麻省理工学院（ MIT， 1963 ）采用的仪器相类似。在剪切试验过程中，或控制或量测孔隙压力。试验结果表明，合适的轴向应变速率随土的饱和度的降低而降低（ Satija 和 Gulhati， 1979 ）。根据破坏时的主应力差之半$\{(\sigma_1 - \sigma_3)/2\}_f$，破坏时的净小主应力$(\sigma_3 - u_a)_f$，以及破坏时的基质吸力$(u_a - u_w)_f$绘成三维面（ Gulhati 和 Satija， 1981 ）。该研究工作的有些资料将在第 10 章中重新进行分析和介绍。

Escario 于 1980 年报导了非饱和马德里灰色粘土的一系列固结排水直剪试验和三轴试验成果。试验是在采用轴平移技术控制基质吸力的条件下进行的。经过改进的剪力盒放在压力室内，以便对土试件施加有控制的孔隙气压力。试件置于高进气值透水板上，并与压力等于大气压力的水接触。这种

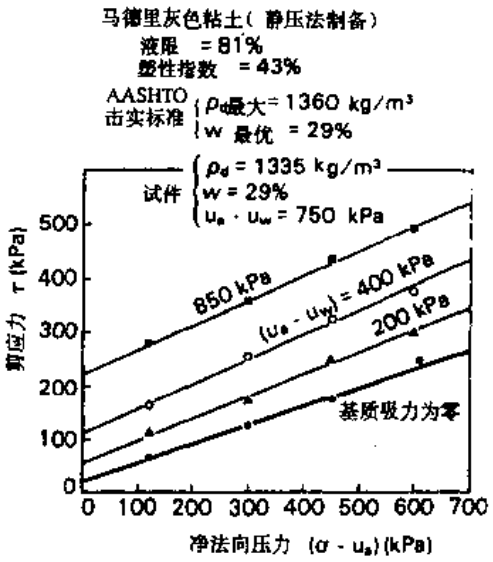


图 9.8　马德里粘土的抗剪强度随基质吸力的增加而增大，由直剪试验得到的（引自 Escario， 1980 ）

[1] 即“美国各州公路与交通官员协会”英名的缩写（ American Association of State Highway and Transportation Officials ），下同——编注。

布置与压力板试验技术相类似，后者在维持孔隙水压力不变的情况下改变孔隙气压力以控制基质吸力值。试验前，试件在静压力下压实成形，然后在一定的垂直法向应力下达到所需要的基质吸力。图 9.8 示出直剪试验的典型成果。几乎向上平移的诸包线说明土的抗剪强度随基质吸力的增加而增加。

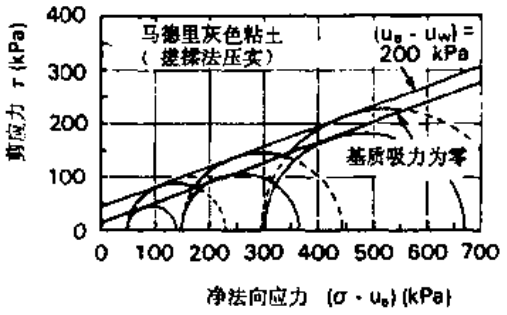


图 9.9 马德里粘土的抗剪强度随基质吸力的增加而增大，由三轴试验得到的（引自 Escario， 1980 ）

Escario （ 1980 ）取得的三轴试验成果见图 9.9 。通过一块放在试件底面的高进气值透水板控制孔隙水压力等于大气压力。通过一块放在试件顶面的粗孔透水板施加空气压力于试件。试件套在橡皮膜中，并在三轴受压室内通过水施加周围压力。试验成果表明，抗剪强度随着基质吸力的增加而增大。

Ho 和 Fredlund 于 1982 年对非饱和土进行了一系列多级三轴试验。试验中使用两种香港原状残积土试件。该残积土是由流纹岩和花岗岩风化而成的。在固结排水试验中，通过放在试件顶面的粗孔透水板控制孔隙气压力，同时通过一块镶嵌在试件底座的高进气值透水板从试样底面控制孔隙水压力。利用轴平移技术控制孔隙水和孔隙气压力，从而达到所要求的基质吸力。至于非饱和土所需的剪切应变速率，则以 Ho 和 Fredlund （ 1982c ）的理论公式为依据进行详细的讨论。

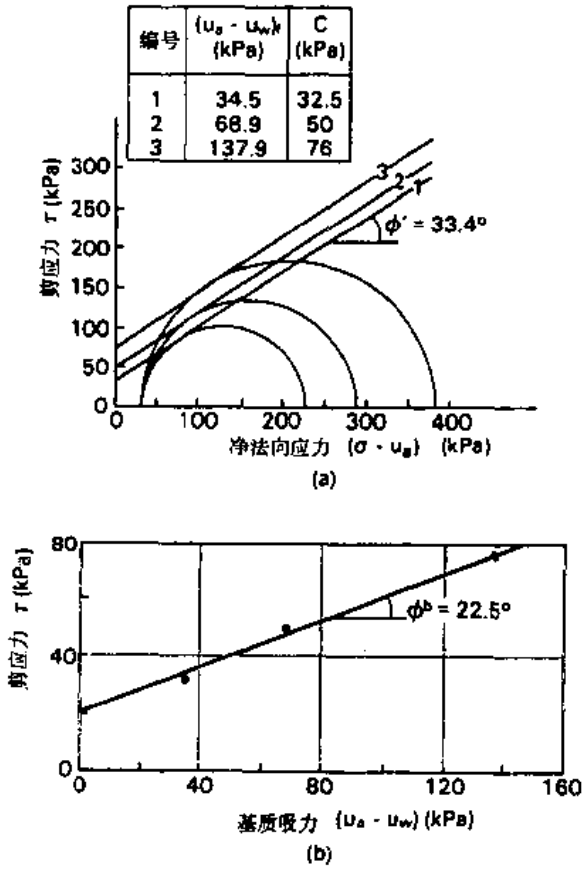


图 9.10 第 22 号风化花岗岩试件的破坏包面二维展示 （ a ）包面在 τ 与 $(\sigma - u_a)$ 面上的投影；（ b ）包面与 τ 与 $(u_a - u_w)$ 面的交线（引自 Ho 和 Fredlund， 1982a ）

当利用建议的抗剪强度公式分析三轴试验成果时，发现破坏包面基本上是一平面。图 9.10 （ a ）表示该破坏包面在剪应力 τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的投影。诸包线与纵轴的截距表示在图 9.10 （ b ）中。图 9.10 （ a ）表明，在恒定的净周围压力下的抗剪强度随基质吸力的增加而增加。如果破坏包面为一平面，则在饱和与非饱和条件下的内摩擦角 ϕ' 基本上保持不变。至于基质吸力的影响，则由图 9.10 （ b ）中的角 ϕ^b 清楚地表示出来。

Fredlund （ 1985a ）收集了所测得的各种土的典型 ϕ^b 值。试验成果表明，角 ϕ^b 往往小于或等于内摩擦角 ϕ'。

Gan （ 1986 ）对非饱和冰碛土进行了多级直剪试验。在该试验研究中采用了能够控制孔隙气和孔隙水压力的、经过改进的直剪盒。此直剪盒放在空气压力室内，以控制孔隙气压力。同时，从试件底面的高进气值透水板控制孔隙水压力。做了固结排水直剪试验，在剪切过程中控制基质吸力（即轴平移技术）。控制的基质吸力范围是

0 到 500 kPa，而净法向应力保持在 72 kPa 左右。图 9.11（a）表示典型的试验成果。该图是当破坏时的净法向应力$(\sigma_f - u_a)_f$为常数时的剪应力与基质吸力的关系曲线〔即在τ与$(u_a - u_w)$平面〕。图中的破坏包线为非线性的。在低基质吸力下的起始角ϕ^b为 25.5°，等于在饱和状态时量测到的角ϕ'值。随着基质吸力的增大，角ϕ^b降低到 7°，如图 11（b）所示。

Escario 和 Sáez（1986）也发现抗剪强度与基质吸力关系的非线性。他们用马德里灰色粘土，Guadalix de la sierra 红粘土，以及马德里粘质砂土等三种土样进行直剪试验。试验是在经过改进的直剪盒中进行的。其试验步骤已由 Escario（1980）做过说明，他们也测得马德里灰色粘土的抗剪强度与基质吸力的曲线型关系如图 9.12（b）中所示。当土在较大范围的基质吸力下进行试验时，其剪应力与基质吸力关系的非线性甚为明显。

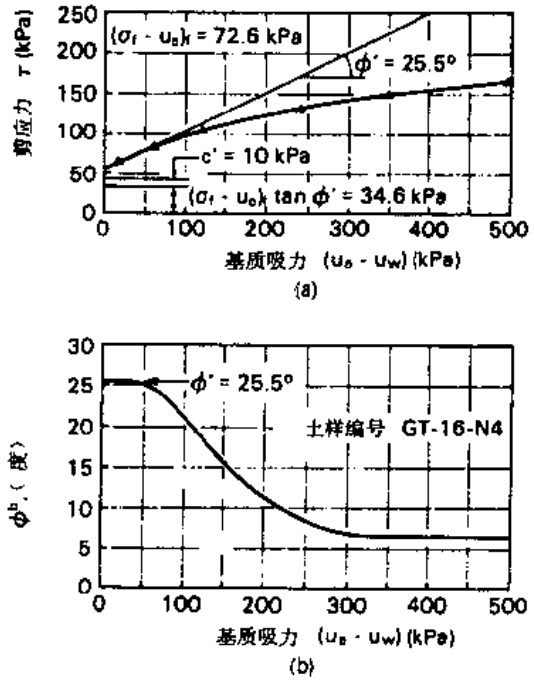


图 9.11　直剪试验成果显示τ与$(u_a - u_w)$的非线性关系　（a）破坏包面在τ与$(u_a - u_w)$面上投影；（b）ϕ^b与基质吸力的关系（引自 Gan，1986）

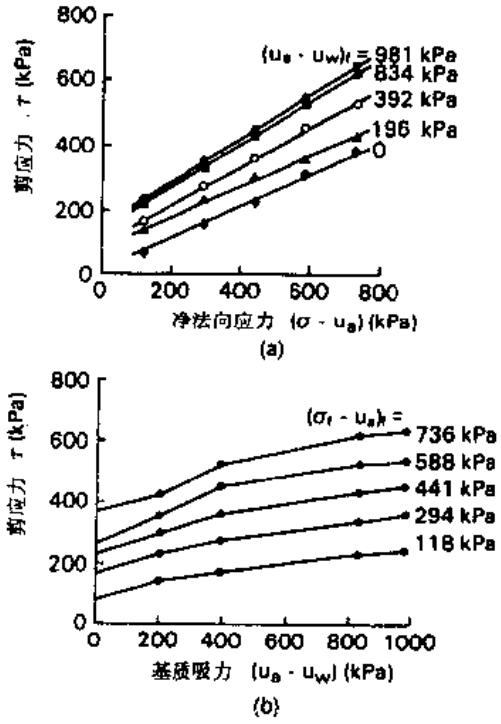


图 9.12　在基质吸力控制下马德里灰色粘土的直剪试验结果　（a）在不同基质吸力下的剪应力与净周围压力的关系；（b）剪应力与基质吸力的关系（引自 Escario 和 Sáez，1986）

9.1.1　应力变量量测数据不完整的试验资料

有许多非饱和土的抗剪强度试验没有量测破坏时的孔隙气压力和孔隙水压力。例如，Aitchison（1959）；Blight（1966）；Williams 和 Shaykewich（1970）；Edil 等（1981）都做过试件初始基质吸力是确定的或量测的无侧限抗压试验。剪切过程中只量测孔隙水压力的不排水三轴试验也由 Kassiff（1957）做过。

Neves（1971）做过在剪切过程中只量测孔隙水压力的固结不排水三轴试验。Neves（1971）采用了高进气值透水板来量测孔隙水压力。Komornik 等（1980）的固结不排水试验中，采用渗析吸力平衡法在试件中建立起始基质吸力。

在考虑了本章后面所介绍的理论后，上述试验结果的分析将变得更有意义。对破坏时没有量测孔隙压力的试验资料只做简短介绍，但并不意味反对进行这类试验。这类试验应看作是总应力法的试验，它能模拟特定的排水条件而具有意义。

9.2 非饱和土的破坏包线

抗剪强度包线是土承受剪应力的能力的度量。当外加剪应力超过土的抗剪强度时，土发生破坏。下面对定义土发生破坏的若干准则，以及有关的数学表达式进行讨论。

9.2.1 破坏准则

已有许多量测抗剪强度的室内和现场试验方法。从现场采取的试件在试验室进行试验时所受到的应力状态和大小应符合现场最可能出现的情况。根据试验成果可确定土的抗剪强度参数。为了取得唯一的抗剪强度参数，诸试件的起始条件必须基本相同。为确定一组特定的抗剪强度参数，所采用的诸试件的地质条件和应力历史必须相同。

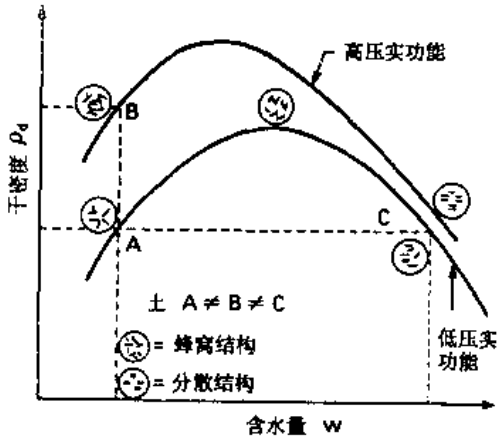


图 9.13 在不同干密度和含水量情况下的压实粘土试件的土粒结构（引自 Lambe，1958）

有时用压实法来制备非饱和土试件。对此情况，诸试件必须在同样的初始含水量下压实到相同的干密度，目的是保证它们是“等同”的土。在相同含水量下压实到不同干密度的诸试件，或在不同含水量下压实到相同干密度的诸试件，并不是相同的土（“互异”土），即使它们的分类试验的指标是相同的（图 9.13）

在抗剪强度试验中，在试件上不断增加荷重，直到达到破坏。进行试验的方法和定义破坏的准则都有若干种。设有一固结排水三轴压缩试验，在试验中维持试件中的孔隙压力为常数〔图 9.14（a）〕。该试件中的基质吸力是不变的，外面的净周围压力〔即净小主应力$(\sigma_3 - u_a)$〕也是不变的。此试件在逐渐增加的净轴向应力〔即净大主应力$(\sigma_1 - u_a)$〕下发生破坏。大小主应力之差就叫做主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)$，它可以度量土中的剪应力大小〔见图 9.14（b）〕。主应力差随土的压缩而一直增加到最大值，如图 9.14（b）所示。所谓应力-应变曲线通常就是主应力差与轴向应变ε_y的关系曲线。图 9.15（a）为 Dhanauri 粘土的两条应力-应变曲线。它们是固结排水三轴试验中在两个不同净周围压力下测得的。

最大主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$是土的抗剪强度的一种表示方式，并作为一种破坏准则。相应于破坏情况的净主应力叫做破坏时的净大主应力和净小主应力，分别为$(\sigma_1 - u_a)_f$和$(\sigma_3 - u_a)_f$，如图 9.14（b）所示。

另一种破坏准则为主应力比$(\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_3 - u_w)_f$（Bishop 等，1960）。图 9.16（a）中表示主应力比与轴向应变的关系曲线。图中还绘有主应力差与轴向应变的关系曲线，它们是压实页岩不排水三轴试验的成果。该图表明，最大主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$和最大主应力比$(\sigma_1 - \sigma_3)_{max} / (\sigma_3 - u_w)_f$并不出现在相同的轴向应变处。最大主应力比是不排水试验过程中

量得的孔隙水压力的函数（图 9.16 （ b ））。另一方面，最大主应力差与孔隙压力并无直接关系。对于图 9.16 （ a ）所示的试验成果，本书作者选用了最大主应力比作为破坏准则，因为它出现在最大主应力差之前。

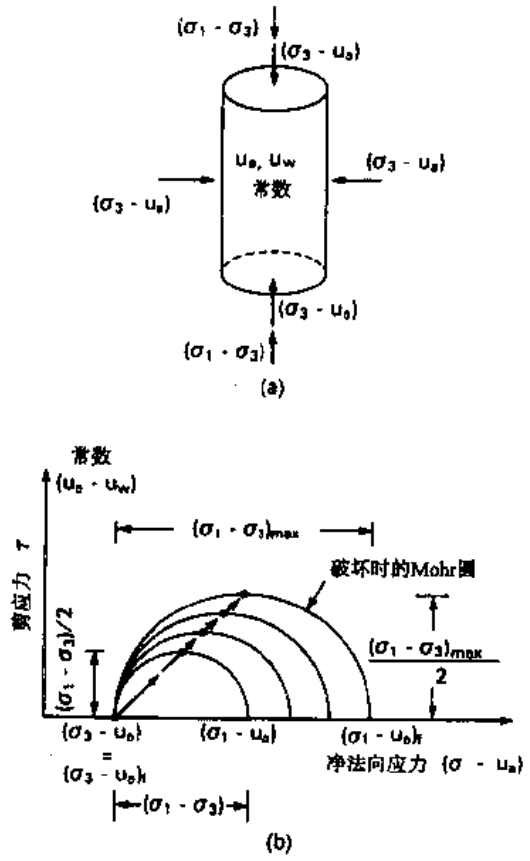


图 9.14　固结排水三轴试验成果 （ a ）固结排水试验中的应力；（ b ）剪切过程中应力状态变化的 Mohr 应力圆。

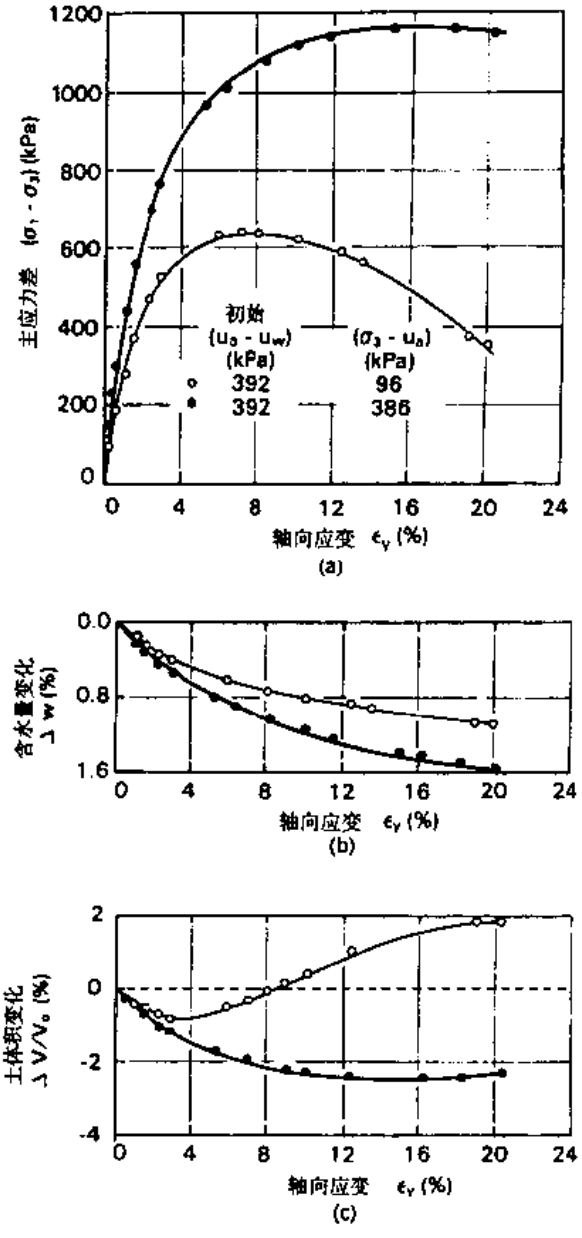
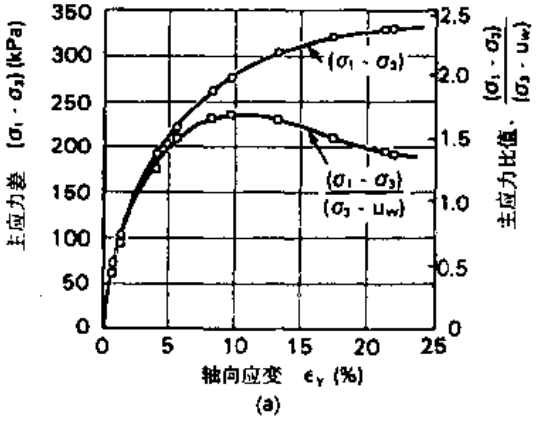


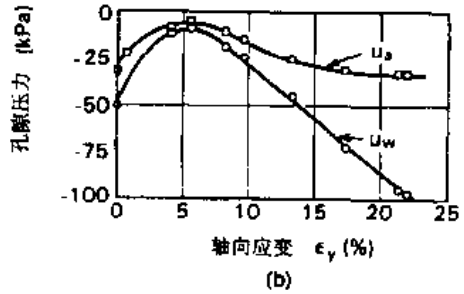
图 9.15　Dhanauri 粘土的固结排水试验成果 （ a ）应力与应变曲线；（ b ）含水量变化与应变曲线；（ c ）土体积变化与应变曲线（引自 Satija，1978 ）

排水试验主应力差曲线的形状与主应力比曲线的形状相同，因为在整个试验过程中的孔隙压力是不变的。换言之，主应力比中的分母$(\sigma_3 - u_w)$是常数。采用主应力比作为非饱和土的破坏准则，可能还需要做进一步研究。明显的例子是，在计算主应力差时，究竟应采用孔隙气压力还是孔隙水压力。又如，是否可能采用别的主应力比，例如采用$(\sigma_1 - u_a)/(\sigma_3 - u_a)$或$(\sigma_1 - u_w)/(\sigma_3 - u_w)$作为破坏准则也无不可。

上述一些破坏准则描绘了土所能抵抗的最大应力组合。然而，有时候应力-应变曲线并无明显的峰点，即使在大应变时也是如此，如图 9.17 所示。在此情况，可选用某一应变（例如

12 %）代表破坏。对于需要很大变形才能发挥最大剪应力的情况，有时候也采用极限应变破坏准则。在直剪试验中有时候采用极限位移定义破坏。





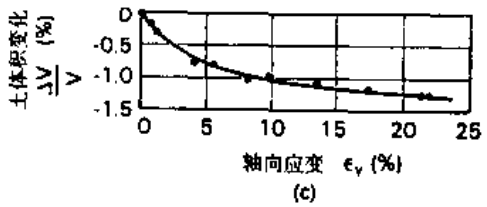


图 9.16 压实页岩的不排水三轴试验
（a） 应力与应变曲线；（b）孔隙压力与应变曲线；（c）土体积变化与应变曲线（引自 Bishop 等，1960）

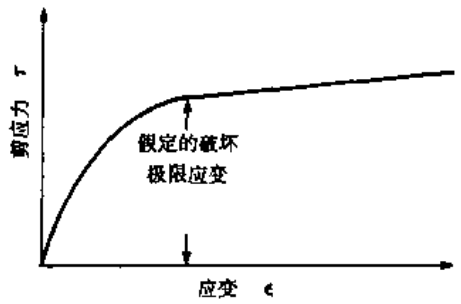


图 9.17 以极限应变作为破坏准则

应用上述诸破坏准则来分析非饱和土的抗剪强度只取得有限的论据。一般说来，不同的破坏准则给出类似的抗剪强度参数。要为非饱和土建立最合适的破坏准则，需进一步进行研究。

9.2.2 抗剪强度公式

非饱和土的抗剪强度公式可用独立的应力状态变量来表达（Fredlund 等，1978）。在抗剪强度公式中可采用三个应力状态变量中的两个。已经证明应力状态变量 $(\sigma - u_a)$ 和 $(u_a - u_w)$ 是实际应用最有利的组合。利用这两个应力变量写成的抗剪强度公式如下：

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \quad (9.3)$$

式中

c'——Mohr-Coulomb 破坏包线的延伸与剪应力轴的截距，在剪应力轴处的破坏净法向应力和基质吸力均为零。它也叫做有效粘聚力；

$(\sigma_f - u_a)_f$——破坏时在破坏面上的净法向应力状态；

u_{af}——破坏时在破坏面上的孔隙气压力；

ϕ'——与净法向应力状态变量 $(\sigma_f - u_a)_f$ 有关的内摩擦角；

$(u_a - u_w)_f$——破坏时在破坏面上的基质吸力；

ϕ^b——表示抗剪强度随基质吸力 $(u_a - u_w)_f$ 而增加的速率。

比较式（9.1）和（9.3）可见，非饱和土的抗剪强度公式是饱和土抗剪强度公式的引伸。非饱和土需用两个应力状态变量来描绘其抗剪强度，而饱和土仅需一个应力状态变量（即有

效法向应力$(\sigma_f - u_w)_f$）。非饱和土的抗剪强度公式能平顺地过渡到饱和土的抗剪强度公式。当土接近饱和时，孔隙水压力u_w接近孔隙气压力u_a，因此基质吸力$(u_a - u_w)$趋于零。式（9.3）中的基质吸力项消失，从而变为饱和土的公式。

9.2.3　引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线

饱和土的破坏包线是由与破坏条件一致的、绘在二维图上的 Mohr 圆系列得到的。如图 9.1 所示。此破坏包线就是 Mohr 圆的公切线，如式（9.1）所示。对非饱和土的情况，与破坏条件一致的 Mohr 圆绘在三维图中，如图 9.18 所示。此三维图中的纵座标为剪应力τ，而横座标为两个应力状态变量$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$。三维座标的前缘面代表基质吸力为零的饱和土。在该前缘面上的$(\sigma - u_a)$轴变成$(\sigma - u_w)$轴，因为在饱和状态下的孔隙气压力等于孔隙水压力。

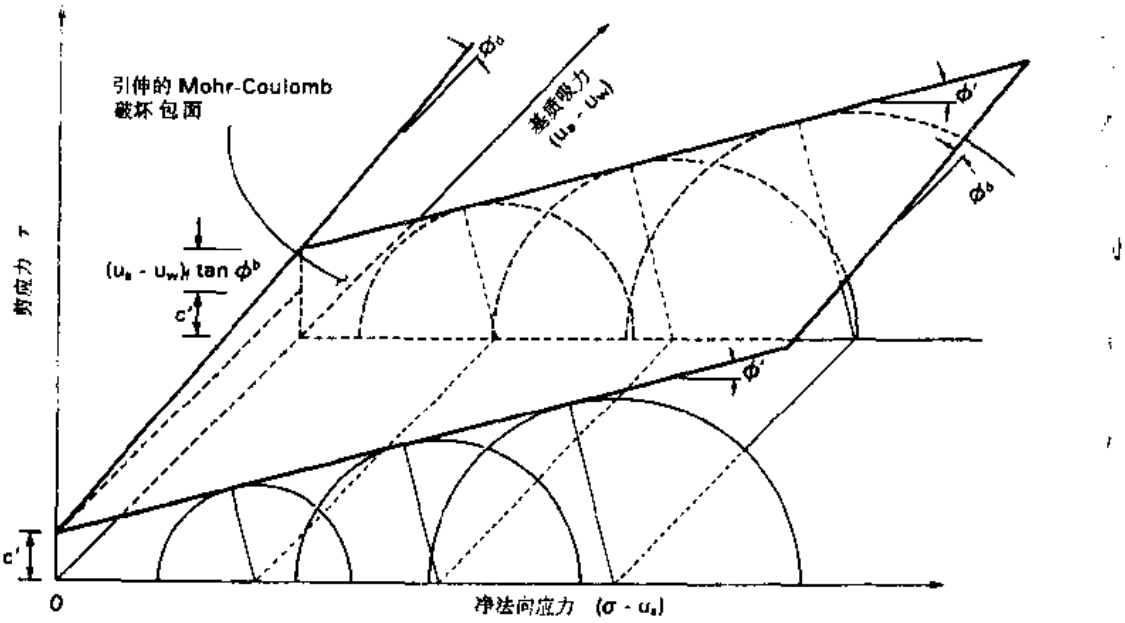


图 9.18　非饱和土引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面

理论破坏面的仰角可根据 Mohr 圆上的切点与极点的连线来确定，如第 3 章所述。破坏时的 Mohr 圆上的切点代表破坏时破坏面上的应力状态。

引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面可能是一平面，也可能有些弯曲。本章所介绍的理论假定破坏包面是平面。并用式（9.3）来表示。当应力状态变量的变化不大时，也可用式（9.3）来表示弯曲的破坏包面。在第 9.7 节中将说明非线性破坏包面的处理方法。

图 9.18 表明，平面的破坏包面在剪应力轴上截距为粘聚力 c'。此破坏包面与$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$轴之间的坡角分别为ϕ'和ϕ^b，两者都假定是常数。粘聚力 c'，以及坡角ϕ'和ϕ^b是将抗剪强度与应力状态变量联系起来的强度参数。抗剪强度参数取决于密度、孔隙比、饱和度、矿物成份、应力历史和应变速率等因素，在试验中应模拟这些因素。换言之，这些因素的作用综合地表现在强度参数上。

非饱和土的力学性状受净法向应力变化的影响不同于受基质吸力变化的影响（Jennings 和 Burland，1962）。摩擦角ϕ'说明抗剪强度随净法向应力的增加而增加的情况，而角ϕ^b说明抗剪强度随基质吸力的增加而增加的情况。不同地理位置取得的土的ϕ^b值一般都等于或小

于ϕ'，如表9.1所示。

ϕ^b的试验测定值　　表9.1

土类	c'（kPa）	ϕ'（度）	ϕ^b（度）	试验方法	参考文献
压实页岩 $w = 18.6\%$	15.8	24.8	18.1	常含水量三轴试验	Bishop 等(1960)
砾粘土 $w = 11.6\%$	9.6	27.3	21.7	常含水量三轴试验	Bishop 等（1960）
Dhanauri 粘土：$w = 22.2\%$，$\rho_d = 1580\ kg/m^3$	37.3	28.5	16.2	固结排水三轴试验	Satija,（1978）
Dhanauri 粘土：$w = 22.2\%$，$\rho_d = 1478\ kg/m^3$	20.3	29.0	12.6	固结排水三轴试验●	Satija,（1978）
Dhanauri 粘土：$w = 22.2\%$，$\rho_d = 1580\ kg/m^3$	15.5	28.5	22.6	常含水量三轴试验●	Satija,（1978）
Dhanauri 粘土：$w = 22.2\%$，$\rho_d = 1478\ kg/m^3$	11.3	29.0	16.5	常含水量三轴试验	Satija,（1978）
马德里灰色粘土：$w = 29\%$，	23.7	22.5①	16.1	固结排水直剪试验	Escario（1980）
香港风化花岗岩	28.9	33.4	15.3	固结排水多级三轴试验	Ho 和 Fredlund（1982a）
香港风化流纹岩	7.4	35.3	13.8	固结排水多级三轴试验	Ho 和 Fredlund（1982a）
Tappen-Notch Hill 粉土：$w = 21.5\%$，$\rho_d = 1590\ kg/m^3$	0.0	35.0	16.0	固结排水多级三轴试验	Krahn 等（1989）
压实冰碛土：$w = 12.2\%$，$\rho_d = 1810\ kg/m^3$	10	25.3	7-25.5	固结排水多级直剪试验	Gan 等（1988）

① 平均值

破坏包面与剪应力-基质吸力平面的相交线表示在图9.19中。该线表明强度随基质吸力的增加而增加。换言之，ϕ^b表明抗剪强度随基质吸力的增加而增加的情况。此相交线可用下式表示：

$$c = c' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \qquad (9.4)$$

式中

c——在给定的基质吸力$(u_a - u_w)_f$和净法向应力为零的情况下，引伸的Mohr-Coulomb包面与剪应力轴的截距。它叫做“总粘聚力截距”。

● 原文为constant，应为consolidated—译注。

● 原文为consolidated，应为constant—译注。

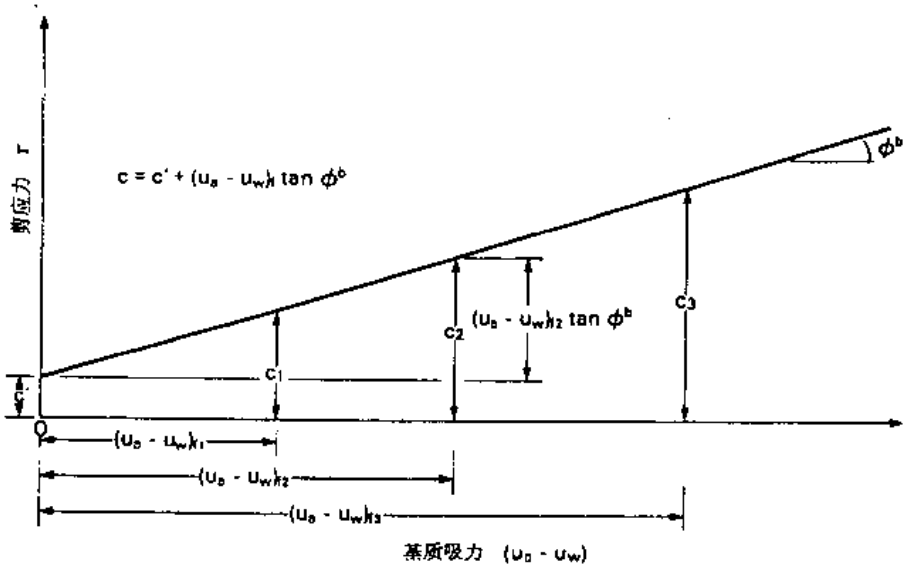


图 9.19　破坏包面与 τ-$\left(u_a-u_w\right)$面的交线

将引伸的 Mohr-coulomb 破坏包面水平投影在τ与$\left(\sigma-u_a\right)$平面上，则可得一组代表不同基质吸力$\left(u_a-u_w\right)$的破坏包线，如图 9.20 （ a ）所示。这些包线的粘聚力截距因其基质吸力的不同而各异。当基质吸力为零时，粘聚力截距变为有效粘聚力。只要破坏面为平面，这些包线的坡角都相同，均为ϕ'。这组包线的表达式为：

$$\tau_{ff}=c+\left(\sigma_f-u_a\right)_f\tan\phi' \qquad (9.5)$$

式中

c——总粘聚力截距。

将式（ 9.4 ）代入式（ 9.5 ），得引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面的公式（即式（ 9.3 ））。式（ 9.5 ）与式（ 9.3 ）相同，图 9.20 （ b ）是引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面在平面图上的表示。该图表示在给定的净法向应力下抗剪强度随基质吸力的增加而增加。投影在平面上的一组破坏包线是三维破坏包线的简化表示方式。在进行非饱和土的解析研究时，采用式（ 9.5 ）是很方便的。

基质吸力包含在粘聚力截距的定义中并不意味着基质吸力是抗剪强度的粘聚力项的一个分量。更确切地说，将基质吸力分量（即$\left(u_a-u_w\right)\tan\phi^b$）同有效粘聚力 c'加在一起的目的是为了便于将三维破坏包面移到二维图中。吸力产生的抗剪强度分量曾叫做视粘聚力或总粘聚力（ Taylor， 1948 ）。

利用图 9.18 中所示的引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面，可以说明非饱和状态平顺地过渡到饱和状态。当土变为饱和时，基质吸力变成零，于是孔隙水压力接近孔隙气压力。其结果是，三维破坏包面简化为τ与$\left(\sigma-u_w\right)$二维的一条包线。在图 9.20 （ b ）中也能看到这种平顺的过渡。随着基质吸力的降低，破坏包面的投影随之降低，直到接近于饱和土的破坏包线。粘聚力截距 c 相应地接近有效粘聚力 c'。

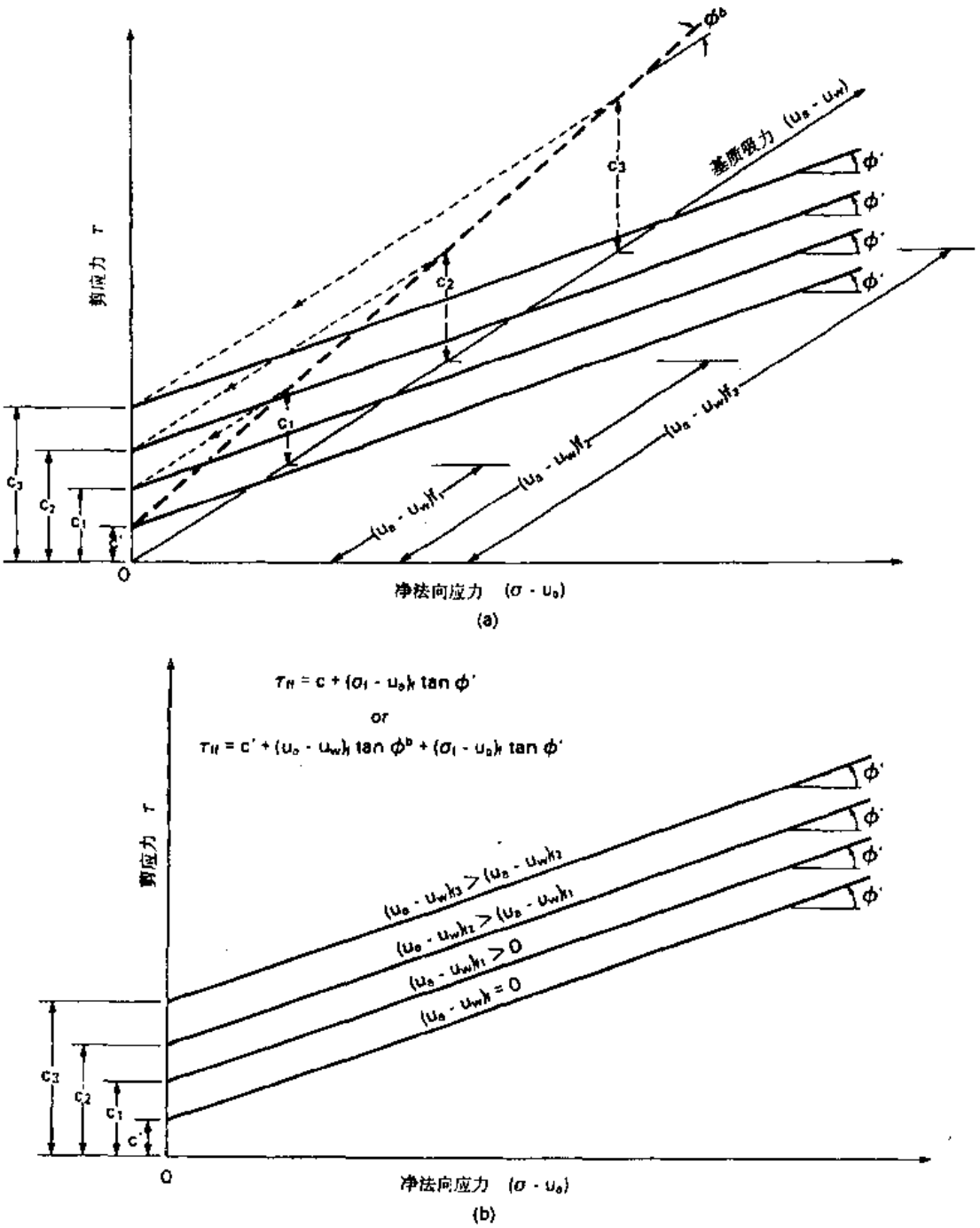


图 9.20 破坏包面在τ与$(\sigma - u_a)$平面上的水平投影（沿$(u_a - u_w)$轴看）（a）破坏包面在τ与$(\sigma - u_a)$平面上的水平投影；（b）在τ与$(\sigma - u_a)$平面上的一组破坏包线

还可以将引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线水平投影在τ与$(u_a - u_w)$面上（图 9.21），得一组代表不同破坏净法向应力$(\sigma_f - u_a)_f$的包线（图 9.21（a））。这组包线的截距为$\{c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan \phi'\}$，坡角为$\phi^b$（图 9.21（b））。从这组包线可见，在给定的基质吸力下，抗剪强度随着净法向应力的增加而增加。

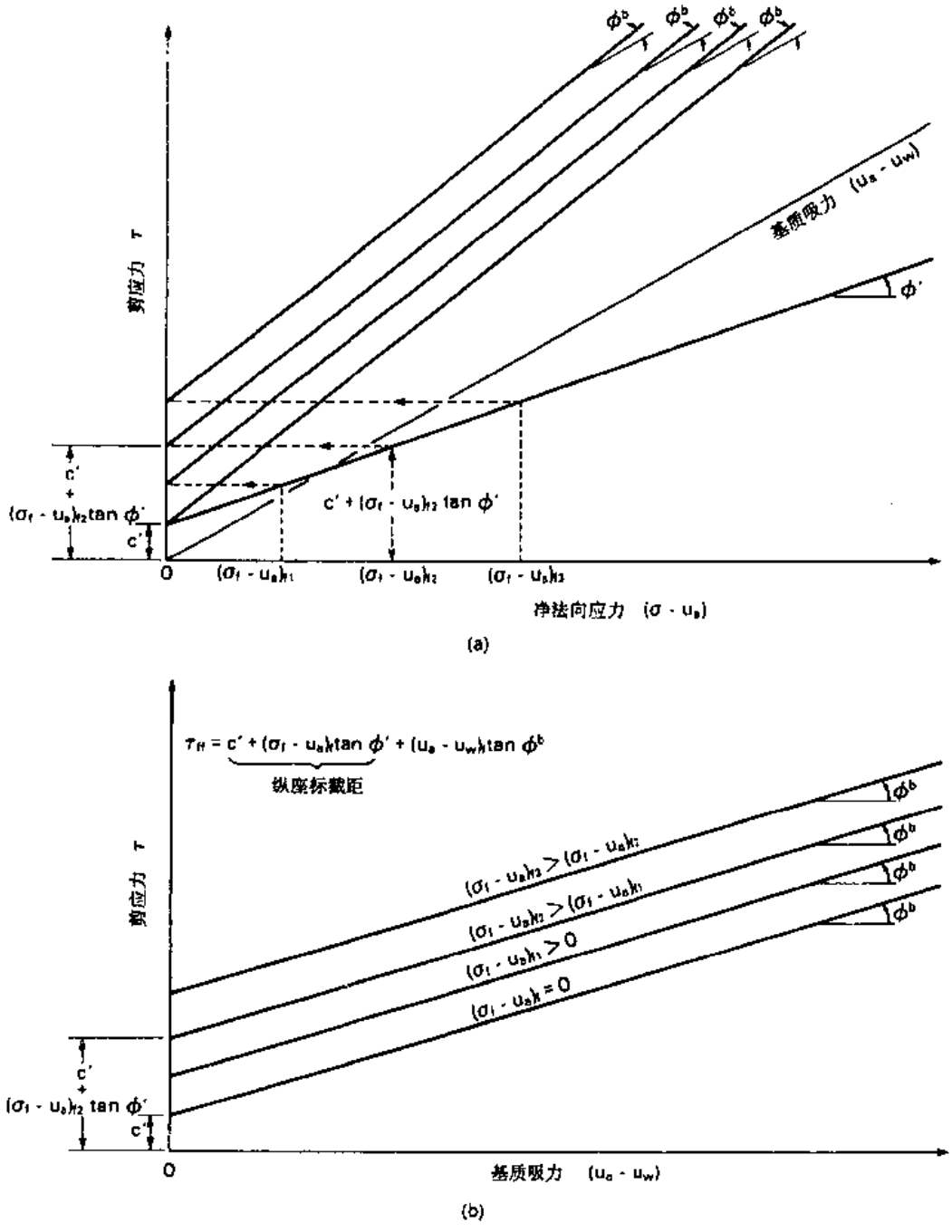


图 9.21　破坏包面在 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面上的投影（沿 $(\sigma - u_a)$ 轴看）（a）破坏包面在 τ 与 $(u_a - u_w)$ 面上的投影；（b）在 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面上的一组破坏包线

9.2.4　用 $(\sigma - u_w)$ 和 $(u_a - u_w)$ 定义抗剪强度

上述抗剪强度公式〔式（9.3）〕是用应力状态变量 $(\sigma - u_a)$ 和 $(u_a - u_w)$ 来表示的。其实，非饱和土的抗剪强度公式也可用任何其它两个应力变量来表示，例如用 $(\sigma - u_w)$ 和 $(u_a - u_w)$：

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_f - u_w)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \qquad (9.6)$$

式中

$(\sigma_f - u_w)_f$——破坏时破坏面上与孔隙水压力有关的净法向应力；

ϕ''——当采用$(\sigma - u_w)$和$(u_a - u_w)$应力状态变量来制定抗剪强度公式时，与基质吸力和应力状态变量$(u_a - u_w)_f$有关的摩擦角。

当基质吸力变为零时，式（9.6）和（9.3）中的第三项消失，孔隙水压力接近于孔隙气压力。于是，该两式都变为饱和土的抗剪强度公式（式（9.1））。因此，这两式中第二项中的摩擦角ϕ'应该是相同的〔也就是$(\sigma_f - u_a)_f \tan\phi'$和$(\sigma_f - u_w)_f \tan\phi'$〕。

式（9.6）和（9.3）给出的土在给定应力状态下的抗剪强度应该是相同的。因此，式（9.6）可等于式（9.3）：

$$-u_{af} \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b = -u_{wf} \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi'' \qquad (9.7)$$

式（9.7）经整理后，得诸摩擦角之间的关系：

$$\tan\phi'' = \tan\phi^b - \tan\phi' \qquad (9.8)$$

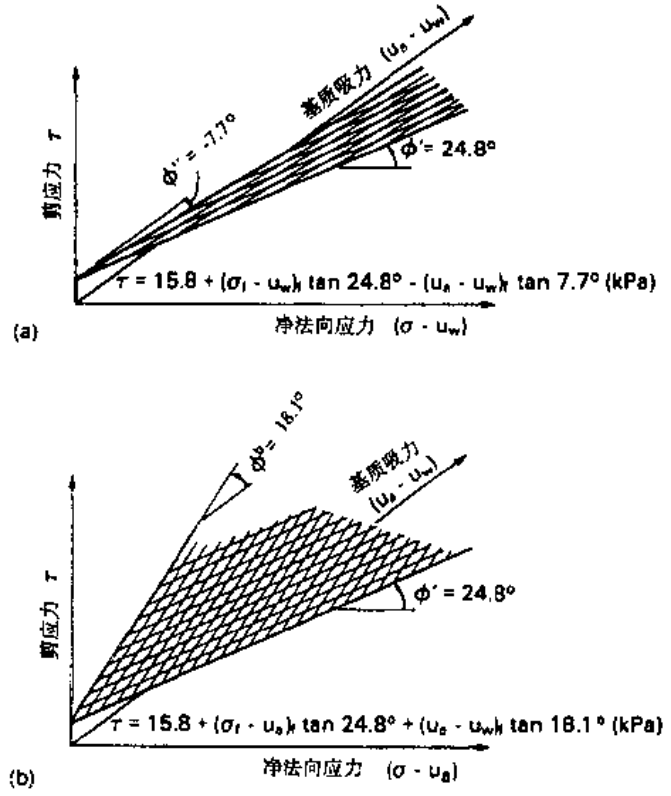


图 9.22 以应力状态的两种可能组合为基础绘得的引伸 Mohr-Coulomb 破坏包面 （a）以应力状态变量$(\sigma - u_w)$和$(u_a - u_w)$为基础的破坏包面；（b）以应力状态变量$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$为基础的破坏包面（数据引自 Bishop 等，1960）

式（9.8）表明，摩擦角ϕ''一般为负值，因为ϕ^b值小于或等于ϕ'值。采用应力状态变量$(\sigma - u_w)$和$(u_a - u_w)$，或$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$绘制引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面示于图

9.22 。

9.2.5　Mohr-Coulomb 包面和应力点包面

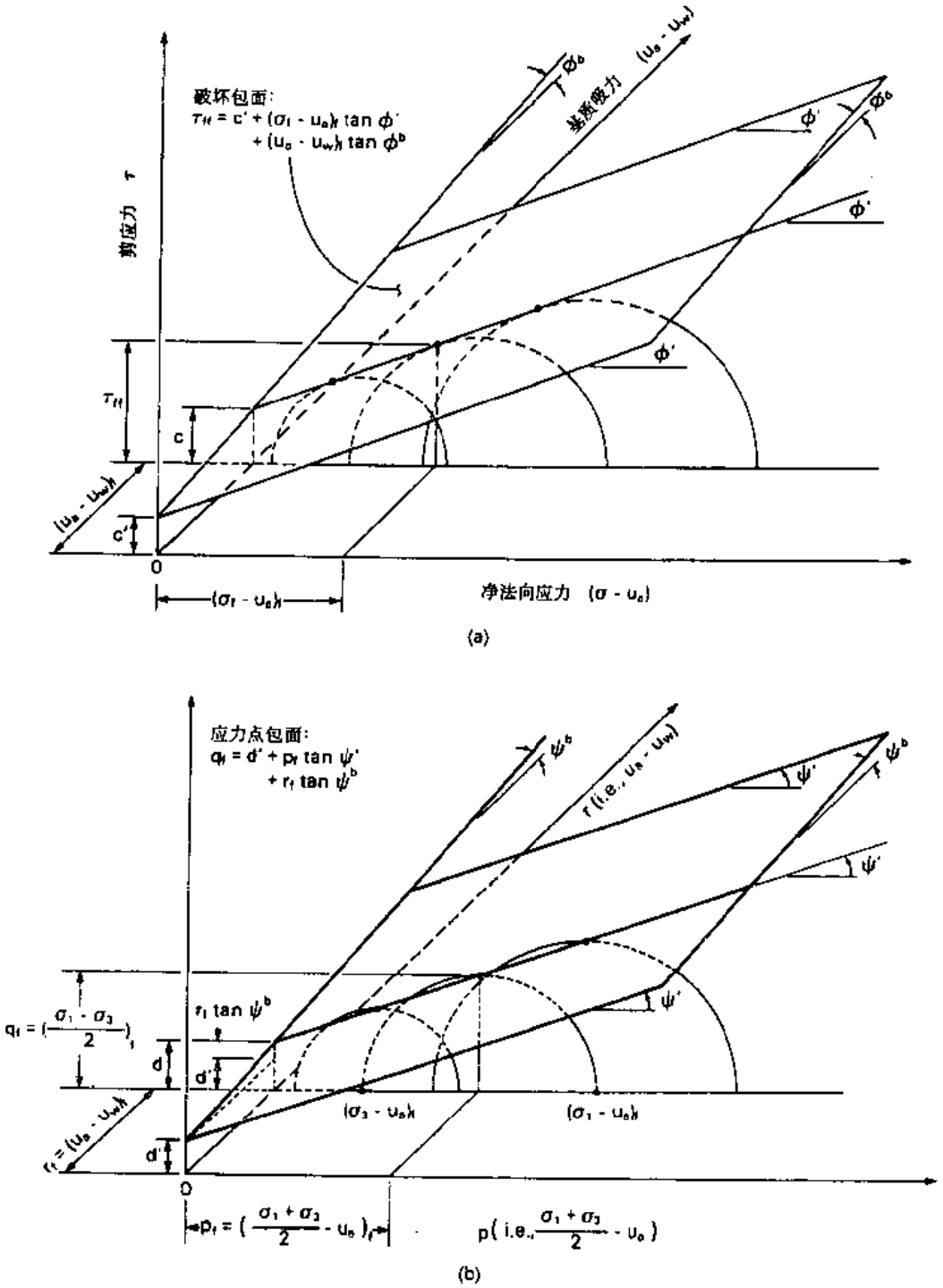


图 9.23　破坏包面与相应应力点包面之比较（a）引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面；（b）应力点包面

引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面是诸破坏 Mohr 圆的公切面，各 Mohr 圆是根据其破坏时

的净大主应力和净小主应力〔即$(\sigma_{3f}-u_{af})$和$(\sigma_{1f}-u_{af})$〕绘制的，如图 9.23 （ b ）所示。破坏时的净大主应力与净小主应力之差为最大主应力差。

Mohr 圆的顶点的座标（ p_f， q_f， r_f）可用来表示破坏时的应力状态。在第 3 章中已详细讨论了应力点和应力路径。通过破坏时的诸应力点可绘制应力点包面，如图 9.23 （ b ）所示。应力点包面是土在破坏时的应力状态的另一种表示方法。然而，应力点包面与引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线是两个不同的面。不过，应力点包面可用来代表破坏时的应力状态。

应力点包面可用下式来表示：

$$q_f = d' + p_f \tan\psi' + r_f \tan\psi^b \qquad (9.9)$$

式中

q_f——破坏时主应力差之半〔即$(\sigma_1-\sigma_3)_f/2$〕；

σ_{1f}——破坏时大主应力；

σ_{3f}——破坏时小主应力；

d'——当 p_f和 r_f为零时应力点包面在纵轴上的截距；

p_f——$\left[(\sigma_1+\sigma_3)/2-u_a\right]_f$。破坏时的平均净法向应力；

ψ'——与应力变量 p_f有关的应力点包面的坡角；

r_f——破坏时的基质吸力；

ψ^b——与应力变量 r_f有关的应力点包面的坡角。

图 9.23 （ b ）表示平面状的应力点包面，而图 9.23 （ a ）为相应的平面状的引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面。式（ 9.9 ）为应力点包面的表达式。图 9.23 （ b ）的前缘面代表基质吸力为零的饱和状态。饱和状态前缘面的$\left[(\sigma_1+\sigma_3)/2-u_a\right]$轴变成$\left[(\sigma_1+\sigma_3)/2-u_w\right]$轴。应力点包面与前缘面的相交线，即饱和土土力学中的 K_f线（ Lambe 和 Whitman， 1979 ）。K_f线就是破坏时 Mohr 圆顶点的连线。 K_f线与 p 轴之间的坡角为ψ'，在 q 轴上的截距为 d'。在平面状的应力点包面上与 K_f线平行的任何线与 p 轴的坡角为ψ'。当土达到饱和时，或基质吸力 r_f等于零时，应力点包面变成 K_f线。

应力点包面与 q-r 平面的相交线面之间的坡角为ψ^b〔图 9.23 （ b ）〕与 r 轴。此线表明，强度随破坏时的基质吸力的增加而增加。此相交线的表达式为：

$$d = d' + r_f \tan\psi^b \qquad (9.10)$$

式中

d'●——当 r_f和 p_f均为零时，应力点包面在 q 轴上的截距。

d'也就是应力点包面与 q-r 平面的相交线与 r_f为零处的纵轴的截距。而该相交线与 r_f不等于零处的纵轴的截距为 d〔即式（ 9.10 ）〕。应力点包面投影在 q-p 平面上的一组包线也可代表应力点包面。将式（ 9.10 ）代入式（ 9.9 ），得该组包线的公式：

$$q_f = d + p_f \tan\psi' \qquad (9.11)$$

在得到应力点包面和引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面中的诸参数（即 c，ϕ'，ϕ^b和 d，ψ，ψ^b）之间的关系后，就可以将这两个包面联系起来。图 9.24 是在给定的基质吸力下，τ 与$(\sigma-u_a)$平面上的诸 Mohr 圆。引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线与诸圆相切（切于 A 点），而应力点包线通过圆的顶点（ B 点）。引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线和应力点包线与$(\sigma-u_a)$

● 式中的原文误为 d——译注。

轴的坡角分别为ϕ'和ψ'。切点 A 与顶点 B 之间的距离 $\overline{AB}$ 可从三角形 ADC 算出，它等于 $q_f \sin\phi'$。Mohr 圆的半径 q_f 随着圆的左移而减少，最终减小到零。因此，切点与顶点之间的距离（$q_f\sin\phi'$）最终也减小到零。这时引伸的 Mohr-Coulomb 包线和应力点包线在$(\sigma - u_a)$轴上交会（交于 T 点）。

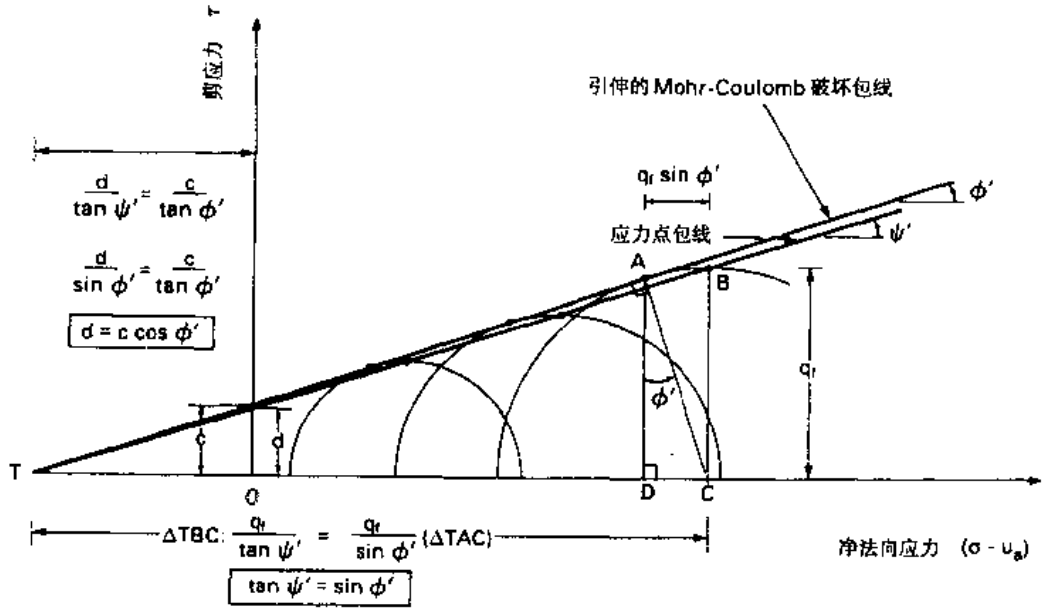


图 9.24　变量 c、d、ϕ'、ψ'之间的关系

为了寻找坡角ϕ'和ψ'之间的关系，从三角形 TBC 和 TAC 分到算出 $\overline{TC}$ 的长度，并令两长度相等：

$$\frac{q_f}{\tan\psi'} = \frac{q_f}{\sin\phi'} \tag{9.12}$$

将上式中的变量 q_f 消掉，得：

$$\tan\psi' = \sin\phi' \tag{9.13}$$

通过对 T 与 O 之间的距离 $\overline{TO}$ 的分析，可以算出粘聚力截距 c 与纵轴截距 d 之间的关系：

$$\frac{d}{\tan\psi'} = \frac{c}{\tan\phi'} \tag{9.14}$$

将式（9.13）代入式（9.14），经整理后得：

$$d = c\cos\phi' \tag{9.15}$$

当破坏时的基质吸力为零时（饱和土），式（9.15）变成：

$$d' = c'\cos\phi' \tag{9.16}$$

引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面和应力点包面两者与抗剪强度-基质吸力平面的相交线示于图 9.25，它们分别用式（9.4）和（9.10）来代表。不管基质吸力多大，d 与 c 之间的比值总是常数，并等于 $\cos\phi'$（式（9.15））。因此，d 与 c 值之差别因基质吸力的不同而不同。也就是两条相交线并不平行，或ϕ^b并不等于ψ^b。将式（9.4）和（9.10）代入式（9.15），得下述关系：

$$d' + r_t \tan\psi^b = c'\cos\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \cos\phi' \tag{9.17}$$

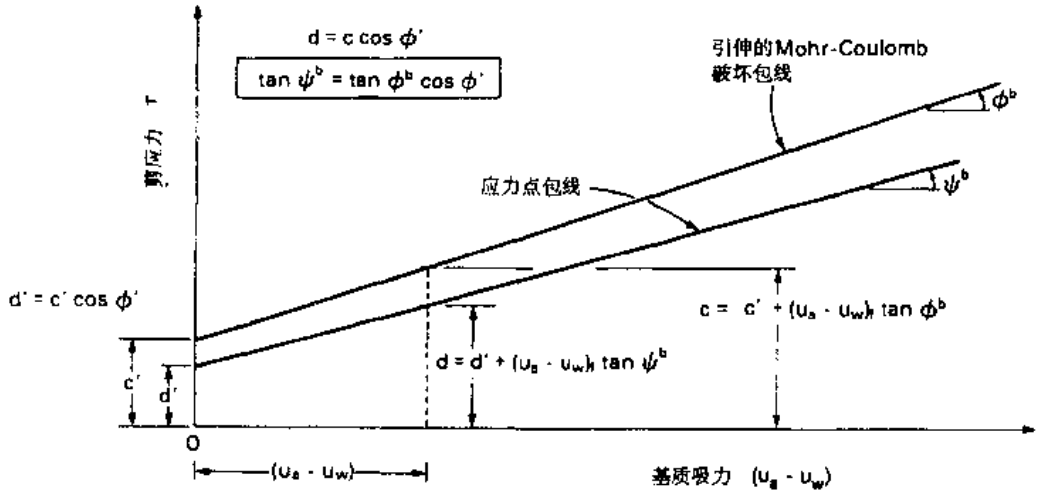


图 9.25 角度ϕ'、ϕ^b、ψ^b之间的关系

以式（9.16）取代式（9.17）中的d'，并以$\left(u_a-u_w\right)_f$取代式（9.17）中的r_f，经整理后得ψ^b，ϕ^b和ϕ'之间的关系：

$$\tan\psi^b=\tan\phi^b\cos\phi' \tag{9.18}$$

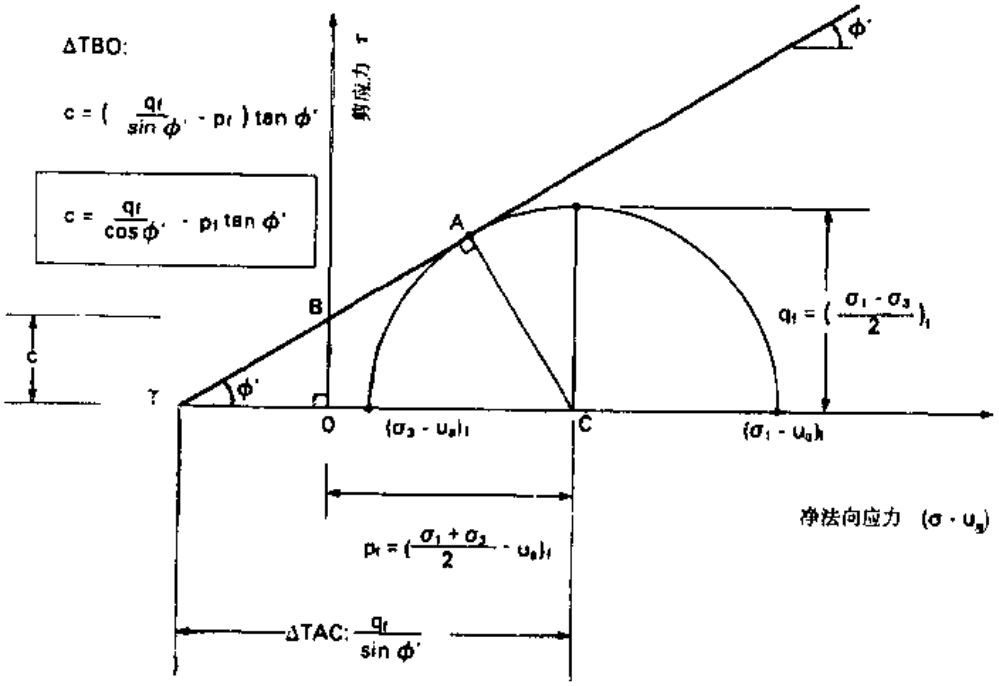


图 9.26 从一个 Mohr 圆取得粘聚力截距 c 的解析法

利用上述诸关系式（式（9.13）、（9.15）、（9.17）和（9.18））可在应力点包面与引伸的 Mohr-coulomb 破坏包面之间来回换算。对饱和与非饱和土进行试验后可建立引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包面。饱和土的 Mohr-Coulomb 破坏包线给出内摩擦角ϕ'和有效粘聚力c'。如果假定破坏包面是平面，那么从理论上说，只需根据在给定基质吸力下的一个 Mohr 圆就可测得粘聚力截距 c。图 9.26 为破坏时的 Mohr 圆，该圆的位置和大小取决于 p_f和 q_f值。用一

坡角为ϕ'的破坏包线与该圆切于 A 点。图中的破坏包线与抗剪强度轴相交于 B 点，与$(\sigma-u_a)$轴相交于 T 点。从三角形 TBO 可以算出粘聚力截距 c（见图 9.26）：

$$c=\left[\frac{q_f}{\sin\phi'}-p_f\right]\tan\phi' \tag{9.19}$$

式（9.19）经整理后，得：

$$c=\frac{q_f}{\cos\phi'}-p_f\tan\phi' \tag{9.20}$$

用式（9.20）算出不同基质吸力下诸粘聚力截距，并绘于抗剪强度-基质吸力平面上（见图 9.25），从而得到ϕ^b角。在知道了 c'，ϕ'和ϕ^b等强度参数后，可算出应力点包面的参数即 d'，ψ'● 和ψ^b。

9.3　非饱和土的三轴试验

三轴试验是室内量测土抗剪强度最常用的试验之一。本节简要说明抗剪强度量测方面的理论概念，而第 10 章则详细说明测试设备和测试技术，以及典型试验成果。已有的三轴试验方法是多种多样的，本节对它们进行说明并加以比较。然而，各种三轴试验方法的基本原理都是相同的。三轴试验的试件是圆柱形的，试件外面包有橡皮膜，并放置在三轴受压室中进行试验。三轴受压室中充满了水，通过水施加恒定的周围压力。通过与试件顶面接触的加荷活塞在试件上施加轴向应力。

三轴试验的第一阶段是施加周围压力。在周围压力的施加过程中既可令试件排水(固结)，也可不令其排水。通常用固结一词表示允许外加应力引起的超孔隙压力消散，从而产生体积变化。这一过程将在第 15 章中详加讨论。如允许孔隙流体外排，则固结发生在施加周围压力以后。另一方面，如维持孔隙流体于不排水状态，则不发生固结。我们用固结或不固结一词作为三轴试验分类代号中的第一个名词。

施加轴向应力是三轴试验中的第二阶段或剪切阶段。在常规三轴试验中，施加压应力使土试件发生剪切。在剪切过程中，周围压力一般保持常数，而轴向应力不断增加直到破坏。一般说来，轴向应力就是总大主应力σ_1，而各向等压的周围压力σ_3为侧向的总小主应力。至于总中间主应力σ_2则等于小主应力σ_3（即$\sigma_2=\sigma_3$）。图 9.27 为固结排水三轴试验中的应力状态。剪切阶段孔隙流体的排水条件是三轴试验分类代号中的第二个名词。试件中的孔隙流体在剪切过程中允许自由进出，叫做排水试验。另一方面，如不允许孔隙流体进出，则叫做不排水试验。在剪切过程中孔隙气和孔隙水的外排情况并不相同。

针对非饱和土在三轴试验中第一和第二阶段的排水情况的不同，所采用的试验方法有所不同。三轴试验的类别可用两个名词或其缩写的两个字母组成的代号来表示。这些代号是：1）固结排水试验或 CD 试验；2）常含水量试验或 CW 试验；3）固结不排水并量测孔隙压力试验或 CU 试验；4）不排水试验或 UU 试验；5）无侧限压缩试验或 UC 试验。在试验代号 CD 和 CU 中，第一个字母代表剪切前的排水条件，而第二个字母代表剪切过程中的排水情况。

● 原文误为ϕ'——译注。

在常含水量试验的特殊情况中，剪切过程中仅允许孔隙空气外排，而保持孔隙水不外排。在不排水试验中的孔隙气和孔隙水在整个试验过程中都不允许外排。至于无侧限压缩试验则是三轴不排水试验中的一个特殊加载情况。在以后诸节中将要说明这五种试验的试验方法。表9.2总结了各种试验类别的试验方法及量测项目。在剪切过程中的孔隙气，孔隙水或土体积变化可加以量测或不加量测。

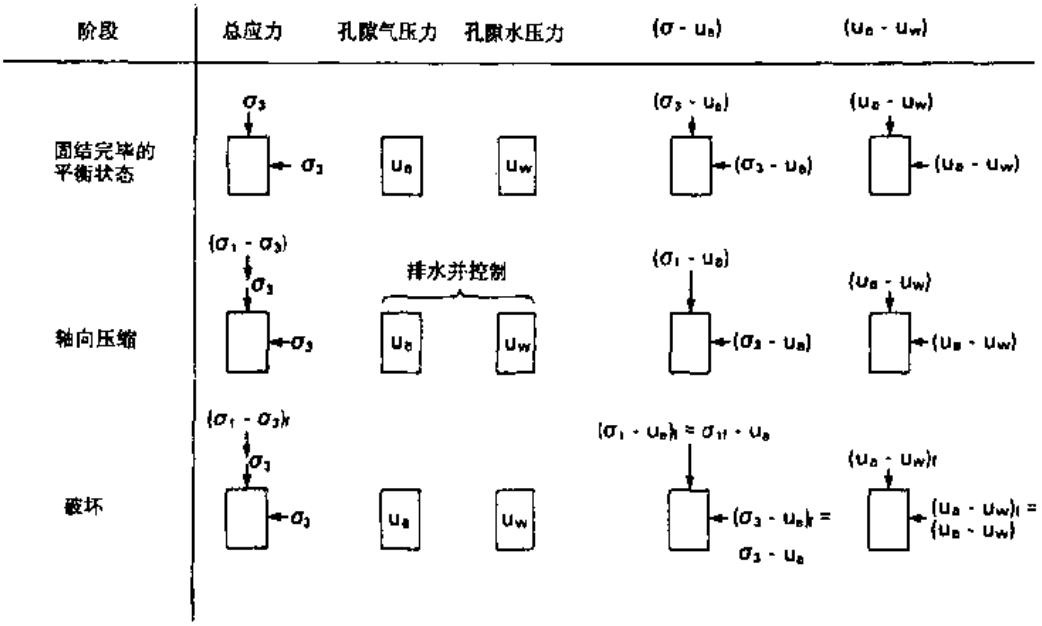


图 9.27 固结排水三轴压缩试验中各阶段的应力状态

非饱和土的各种三轴试验 表 9.2

试验方法	剪切前固结	外排		剪切过程		
		孔隙气	孔隙水	孔隙气压力 u_a	孔隙水压力 u_w	土体积变化ΔV
固结排水（CD）	是	是	是	控制	控制	量测
常含水量（CW）	是	是	否	控制	量测	量测
固结不排水（CU）	是	否	否	量测	量测	—
不排水（UU）[1]	否	否	否	—	—	—
无侧限压缩（UC）	否	否	否	—	—	—

三轴试验中取得的抗剪强度数据可用破坏时的应力状态变量进行分析，如无孔隙压力数据，则可用破坏时的总应力进行分析。这一概念类似于饱和土土力学中采用的有效应力法和总应力法。排水试验剪切阶段的孔隙压力应控制于所要求的值。允许试件中的孔隙流体自由出入，务使加荷引起的任何超孔隙压力消散掉。由于孔隙压力得到了控制，因此破坏时的值是知道的，于是可以采用破坏时的应力状态变量来分析抗剪强度试验数据。在不排水试验中加荷将会产生超孔隙压力，因为孔隙流体在剪切过程中是不允许外流的。如量测了剪切过程中孔隙压力的变化，并知道破坏时的孔隙压力，则可算出应力状态变量。然而，在不排水剪切阶段没有量测孔隙压力，则应力状态变量为未知。因此，抗剪强度只能与破坏时的总应力

[1] 原书漏排—译者

相联系。

只有当试验室量测强度时的排水情况能够模拟现场的排水情况，才能将总应力法用于现场。换言之，试件破坏时施加的总应力假定等于现场土体破坏时的总应力。上述模拟基本上是假定应力状态变量控制抗剪强度，但总应力进行分析方法仍然是可用的。然而，试验室不排水试验很难紧密地模拟现场加荷情况。只有在细粒土中快速加荷才可能与不排水加荷试验情况一致。

9.3.1　固结排水试验

固结排水或 CD 试验中的试样先行固结，然后在允许孔隙水和孔隙气外排的条件下进行剪切，如图 9.27 所示。使试件固结的应力状态应该是现场或设计中最可能出现的应力状态。试件一般是在各向等压的周围压力下进行固结，而孔隙气压力和孔隙水压力则分别控制为 u_a 和 u_w。孔隙气压力和孔隙水压力都可以被控制于正值，务使基质吸力大于 101.3 kPa（1 个大气压），而不致使孔隙水压力量测系统中的水发生汽化。这叫做轴平移技术。固结结束时试件的净周围压力为$(\sigma_3 - u_a)$，基质吸力为$(u_a - u_w)$（见图 9.27）。

在剪切过程中，轴向施加主应力差〔即$(\sigma_1 - \sigma_3)$〕使试件压缩，同时打开孔隙气和孔隙水的排水阀门，使处于排水状态。将孔隙气压力和孔隙水压力控制为常数（即固结完毕时的孔隙压力值）。然后缓慢地施加主应力差，不致在土中产生超孔隙气压力或孔隙水压力。在整个试验过程中，以及在破坏时的净周围压力$(\sigma_3 - u_a)$和基质吸力都保持常数，如图 9.27 所示〔即$(\sigma_3 - u_a)_f = (\sigma_3 - u_a)$和$(u_a - u_w)_f = (u_a - u_w)$〕。在剪切期间只有主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)$不断增加直到净大主应力达到破坏值$(\sigma_1 - u_a)_f$。

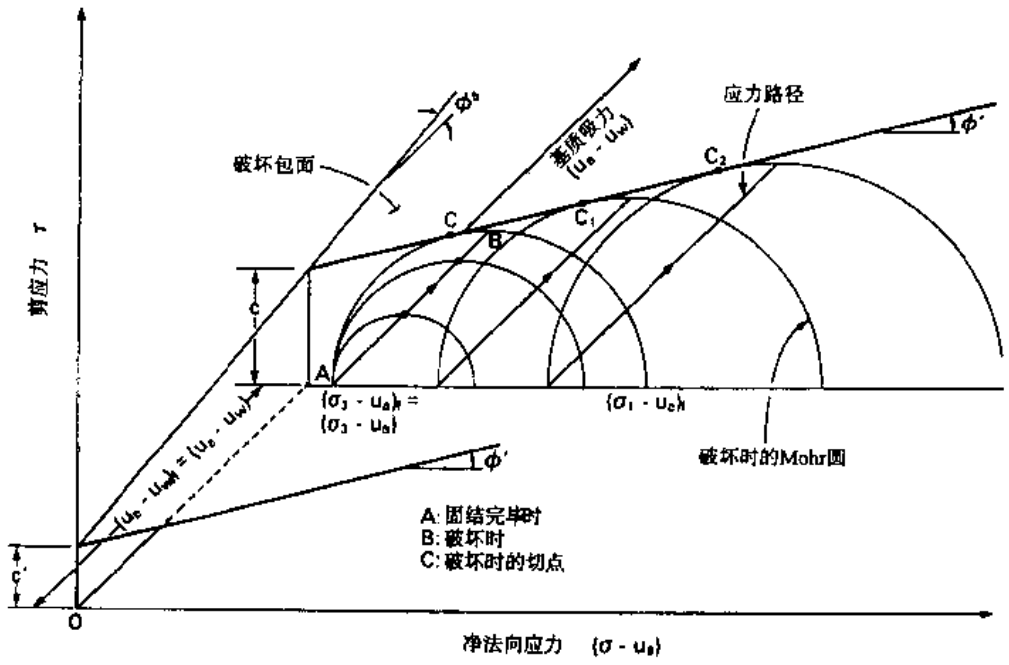


图 9.28　基质吸力相同的诸试件在不同净周围压力下进行固结排水试验过程中的应力路径

图 9.15（a）为固结排水三轴试验的典型应力-应变曲线。该图表明，当基质吸力保持不

变时，这些应力-应变曲线中的最大主应力差随着净周围压力$(\sigma_3 - u_a)$的增加而增加。剪切期间试件的体积变化与土的初始体积之比（$\Delta V / V_0$）为体应变，图 9.15 （c）为体应变与轴应变的关系曲线。体积压缩一般用负号，而膨胀用正号。图 9.15 （b）为含水量变化与轴向应变的关系曲线，该图中的含水量增加用正号。

图 9.28 说明，当基质吸力为常数时固结排水试验中的典型应力路径。这些试验是用若干个试件在不同的净周围压力下进行的。例如应力点 A 代表净周围压力为$(\sigma_3 - u_a)$、基质吸力为$(u_a - u_w)$的试件在固结完毕时的应力状态。随着土在剪切期间发生压缩，应力点 A 沿着应力路径 $\overline{AB}$ 向 B 点移动。应力点 B 代表破坏时的应力状态。当应力点 A 向应力点 B 移动时，Mohr 圆的直径或主应力差随之增加，直至达到破坏点 B。然而，在应力路径 $\overline{AB}$ 沿途的净周围压力和基质吸力保持常数。诸破坏 Mohr 圆的公切线（该线通过应力点 C，C_1 和 C_2）代表试验所控制的基质吸力下的破坏包线，此包线与$(\sigma - u_a)$轴的坡角为 ϕ'。此坡角基本上等于饱和试件的抗剪强度试验中测得的有效内摩擦角。压实土的 ϕ' 角一般介于 25°与 35°之间，如表 9.1 所示。图 9.29 表示了压实作用对粘土质砂土的强度参数 ϕ' 和 c' 的影响。

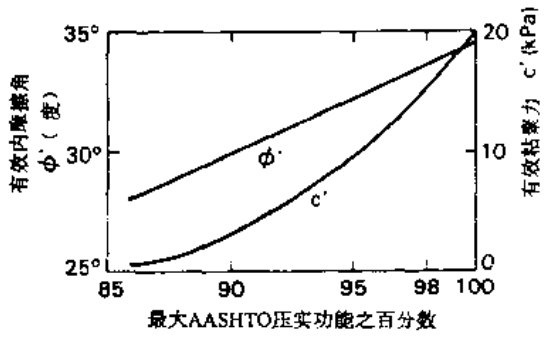


图 9.29 压实作用对粘土质砂土的 ϕ'、c' 的影响（引自 Moretto 等，1963）

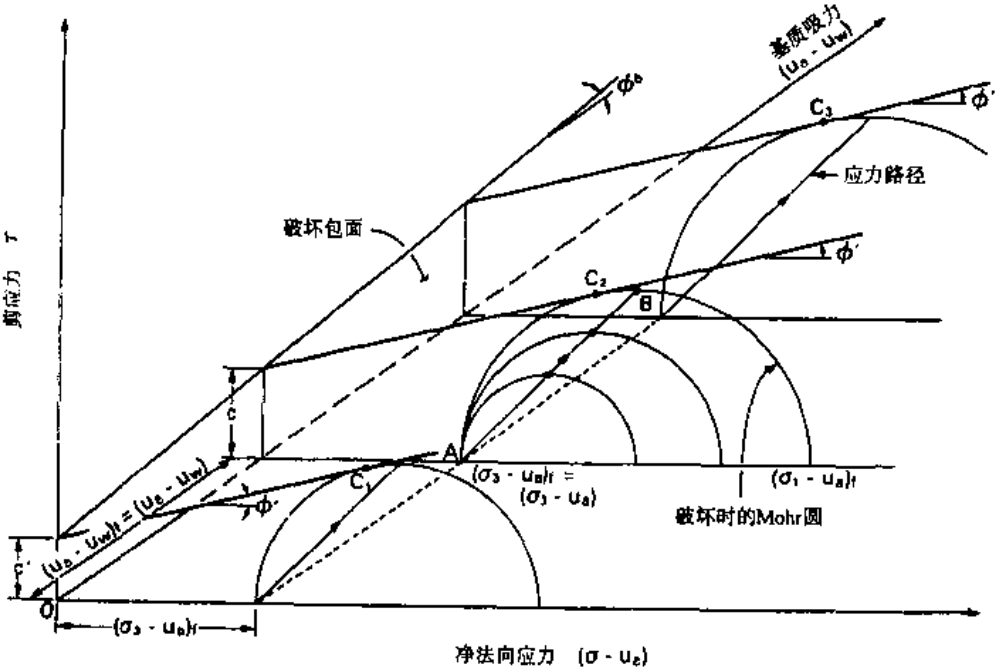


图 9.30 净周围压力相同的诸试件在不同基质吸力下进行固结排水试验过程中的诸应力路径

承受同样大小的净周围压力的诸试件在不同基质吸力下进行固结排水试验中的应力路径示于图 9.30 中。破坏时 Mohr 圆的直径随破坏时基质吸力的增加而增加。破坏时的 Mohr 圆与

代表相应基质吸力的破坏包线相切于 C_1、C_2 和 C_3 诸应力点。然而，C_1、C_2 和 C_3 诸点处的净法向应力并不相同。因此，C_1、C_2 和 C_3 等应力点的连线并不能给出 ϕ^b 角。比较合理的办法是，延长破坏包线，并与抗剪强度-基质吸力平面相交，得粘聚力截距，而不同基质吸力的粘聚力截距的连线可给出 ϕ^b 角。

9.3.2　常含水量试验

在常含水量试验或 CW 试验中，试件先行固结再行剪切。在试验过程中的孔隙气允许外排，但孔隙水则不外流。其固结方法与固结排水试验相似。也可采用轴平移技术将基质吸力维持在大于 101.3 kPa。当固结完毕达到平衡时，试件的净周围压力为 $(\sigma_3 - u_a)$，基质吸力为 $(u_a - u_w)$。在试件上增加主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 进行剪切直到破坏。在剪切过程中的孔隙空气排泄阀门是开启的，而孔隙水的排水阀门是关闭的。孔隙气压力 u_a 维持在固结过程中所施加的压力。而孔隙水压力 u_w 在剪切过程中的不排水加载条件下发生变化（见第 8 章）。用孔隙压力参数 D 表示超孔隙压力与主应力差之间的关系。在整个试验中的净周围压力 $(\sigma_3 - u_a)$ 保持常数，而基质吸力 $(u_a - u_w)$ 则发生变化（即 $(\sigma_3 - u_a)_f = (\sigma_3 - u_a)$ 和 $(u_a - u_w)_f = (u_a - u_w) - \Delta u_{wf}$），如图 9.31 所示。在破坏时的净大主应力为 $(\sigma_1 - u_a)_f$。

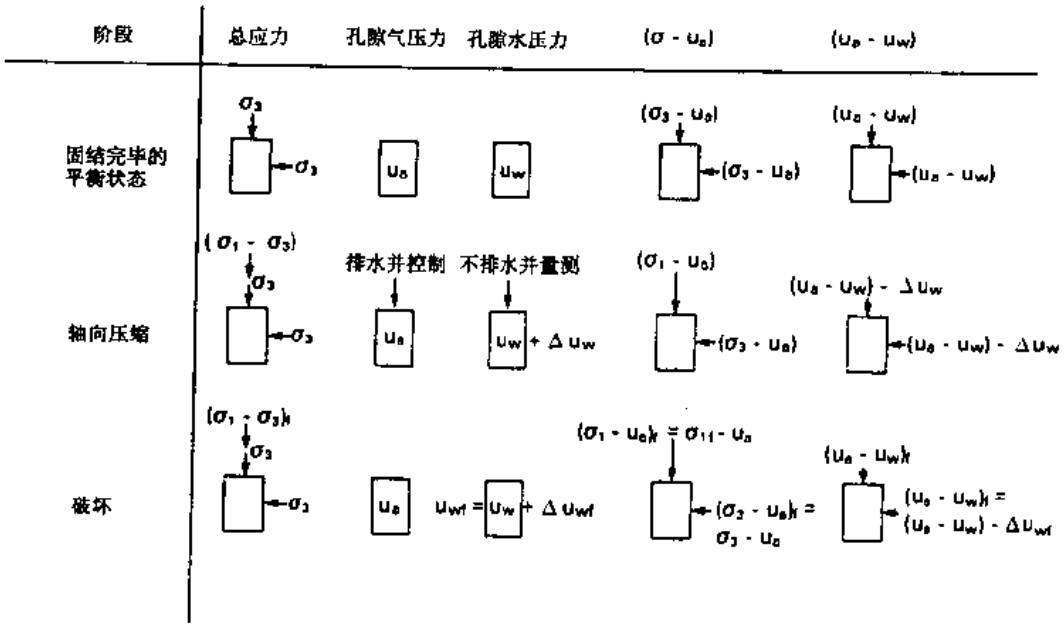


图 9.31　常含水量三轴压缩试验过程中各阶段的应力状态

图 9.32（a）为常含水量试验的典型应力-应变曲线，它的形状与固结排水试验中测得的曲线的形状相类似。对于初始基质吸力相同的诸试件而言，最大主应力差随净周围压力 $(\sigma_3 - u_a)$ 的增加而增加。图 9.32（b）和（c）分别表示剪切期间的基质吸力和土体积的变化。基质吸力在剪切过程中减小的原因是孔隙气压力不变而孔隙水压力增加。表示在图中的试验成果表明，由于孔隙空气排出土外而使孔隙体积减小，因此试件的饱和度有所增加。含水量仍保持常数。图 9.32（c）表明，最大主应力差出现以前，土的体积都发生压缩。在低净周围压力下，试件在达到最大主应力差后发生剪胀。基质吸力随之略有增加。

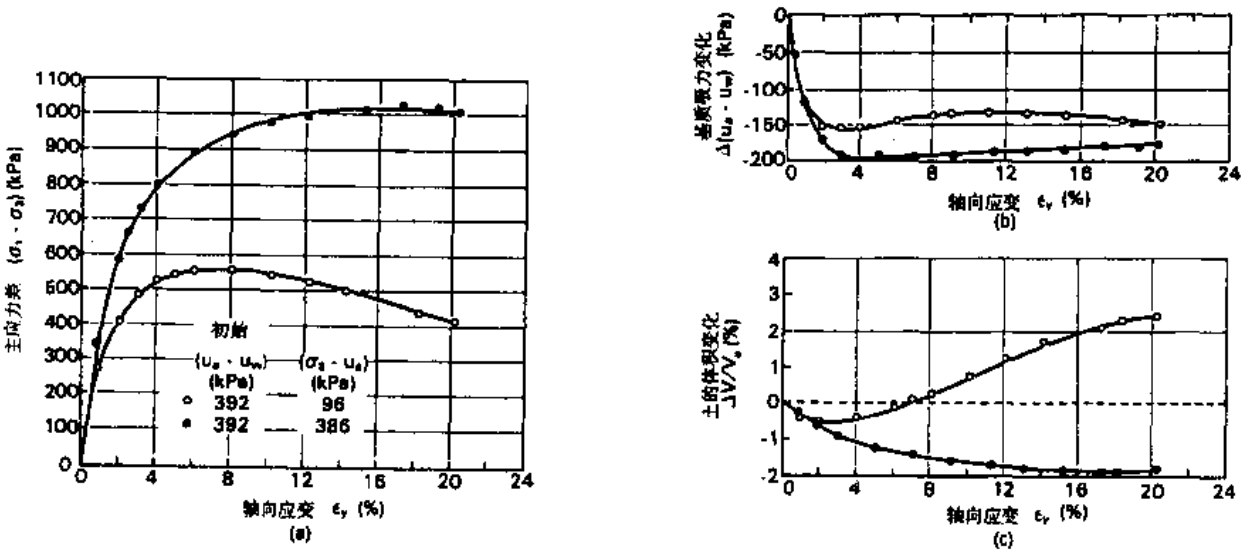


图 9.32 Dhanauri 粘土的常含水量三轴试验 （a）应力与应变曲线；（b）基质吸力与应变曲线； （c）土体积变化与应变曲线（引自 Satija， 1978）

图 9.33 为常含水量试验中试件的理论应力路径。应力点 A 代表试件固结完毕的应力状态，它的净周围压力为 $(\sigma_3 - u_a)$，基质吸力为 $(u_a - u_w)$。土在剪切过程中受到压缩时，应力点 A 沿着应力路径 $\overline{AB}$ 移向 B 点。应力点 B 代表破坏时的应力状态。沿着应力路线 $\overline{AB}$ 的净周围压力 $(\sigma_3 - u_a)$ 为常数，因为孔隙气压力维持在固结时采用的值。在剪切过程中孔隙水压力不断增加。其后果是基质吸力降低（即 $(u_a - u_w)_f < (u_a - u_w)$）。绘制坡角为 ϕ' 并与破坏 Mohr 圆相切（即在应力点 C 处）的诸破坏包线。包线与抗剪强度-基质吸力平面相交给出粘聚力截距 c。不同基质吸力下的粘聚力截距的连线给出 ϕ^b 角。

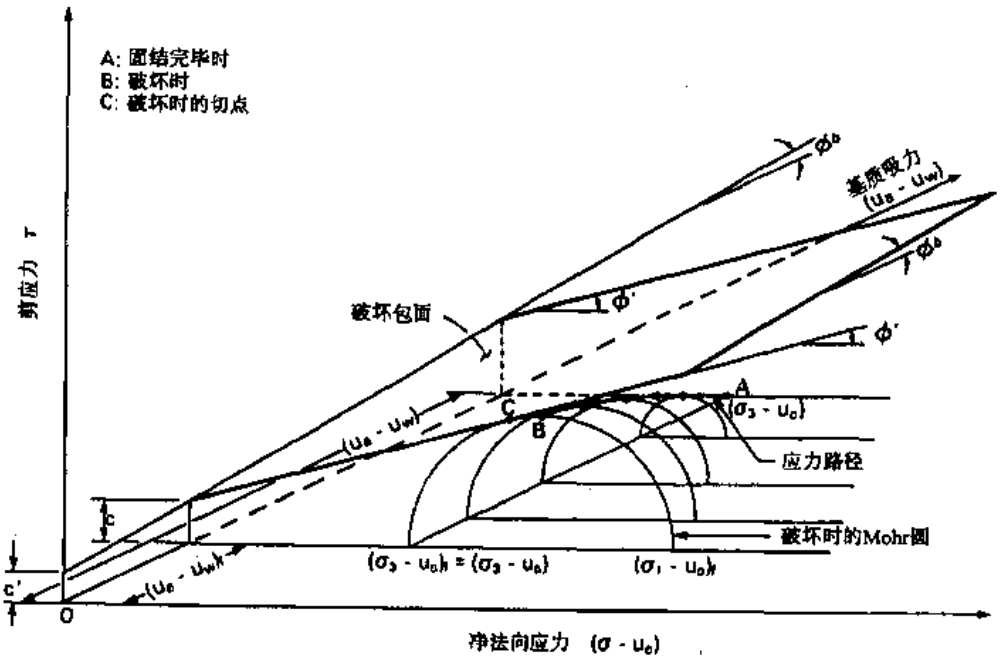


图 9.33 常含水量试验过程中的应力路径

9.3.3　量测孔隙压力的固结不排水试验

固结不排水试验或 CU 试验中，试件先行固结，然后进行剪切，其孔隙气和孔隙水是不允许外排的，如图 9.34 所示。将试件固结到要求的应力状态（$(\sigma_3 - u_a)$ 和 $(u_a - u_w)$）。可采用轴平移技术使基质吸力控制于大于 101.3 kPa 。等到达到平衡状态后，增大轴向加荷 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 直到破坏。在剪切过程的孔隙气和孔隙水的排水阀门都是关闭的（即不排水条件）。在不排水加荷过程中会产生超孔隙气压力和孔隙水压力。在三轴试验条件下，用孔隙压力参数 D 将超孔隙压力与主应力差联系起来（见第 8 章）。在剪切过程中应量测孔隙气压力和孔隙水压力。由于在试验过程中的孔隙气压力和孔隙水压力都发生变化，因此净周围压力 $(\sigma_3 - u_a)$ 和基质吸力 $(u_a - u_w)$ 也发生变化。在破坏时的净大主应力、净小主应力和基质吸力的大小都取决于孔隙压力。

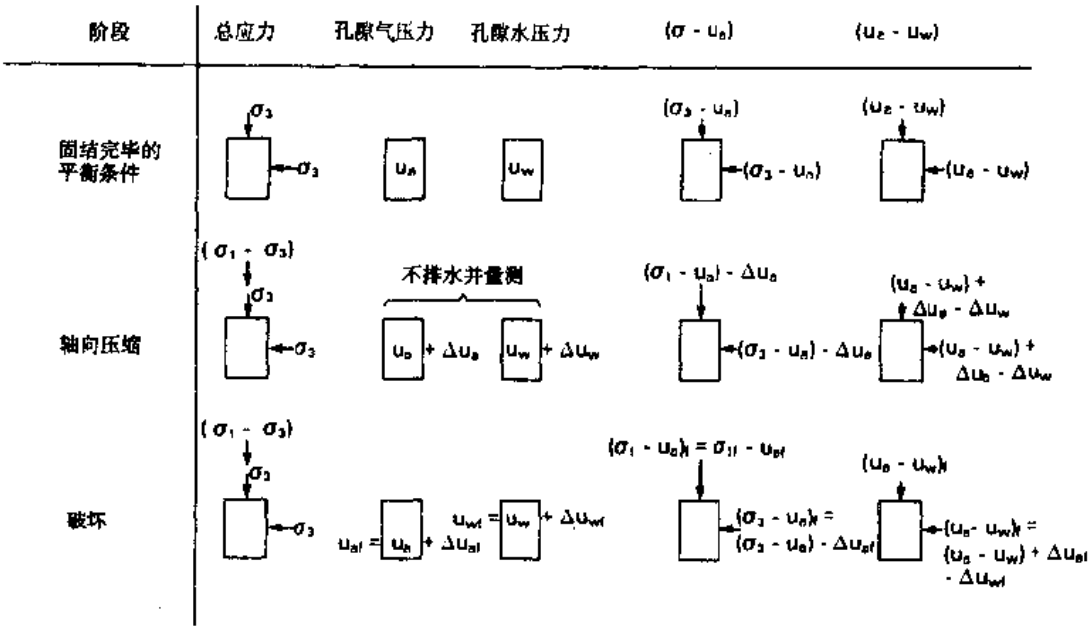


图 9.34　量测孔隙压力的固结不排水三轴压缩试验中各阶段的应力状态

图 9.35 表示了固结不排水试验的典型应力路径。应力点 A 代表固结完毕时的应力状态，其净周围压力为 $(\sigma_3 - u_a)$，基质吸力为 $(u_a - u_w)$。土的剪切导致应力点 A 沿着应力路径 $\overline{AB}$ 移至 B 点，B 点为破坏时的应力点，它的净周围压力和基质吸力与 A 点的不同。该实例表明，在剪切过程中的孔隙气压力是不断增加的。于是，净周围压力随之降低（即 $(\sigma_3 - u_a)_f < (\sigma_3 - u_a)$）。基质吸力也假定不断降低（$(u_a - u_w)_f < (u_a - u_w)$）。与 $(\sigma - u_a)$ 轴之间的坡角为 ϕ' 并与破坏时的 Mohr 圆相切于应力点 C 的切线就是破坏包线。破坏包线与抗剪强度 $(u_a - u_w)$ 平面的截距为粘聚力 c。在不同基质吸力下进行试验而测得的诸粘聚力截距给出 ϕ^b 角。

应当指出的是，要使孔隙气一点不外排是困难的，因为孔隙气会通过孔隙水、橡皮膜以及三轴仪的其它部件而扩散。

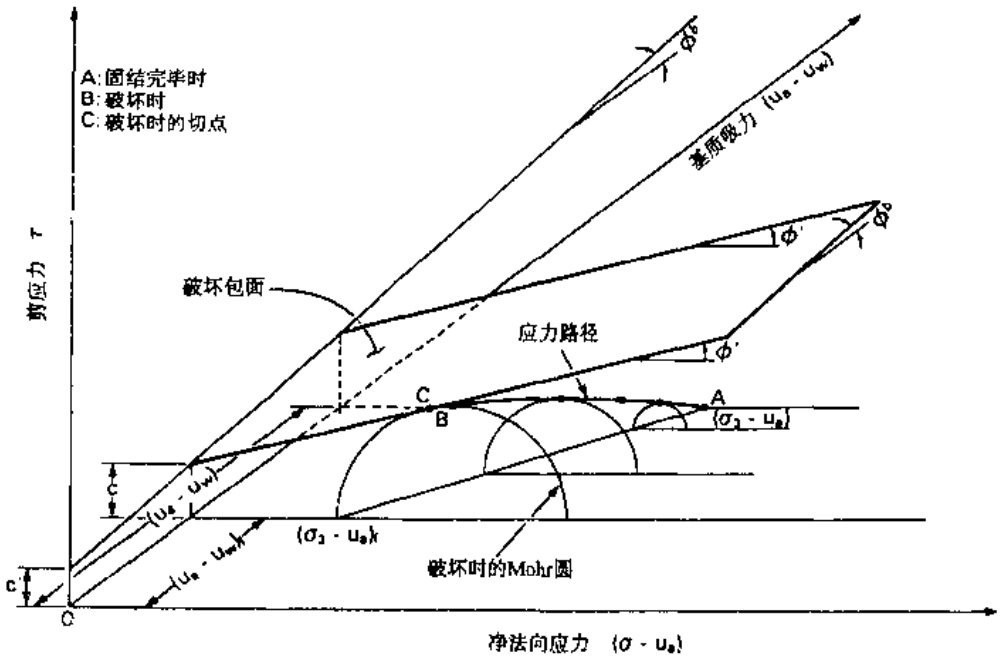


图 9.35 固结不排水试验中的典型应力路径

9.3.4 不排水试验

在不排水试验中，孔隙空气和孔隙水是不允许外排的。在施加周围压力和主应力差两个阶段都是这样（图 9.36）。利用孔隙压力参数 B 可将施加周围压力过程中引起的超孔隙气压力和孔隙水压力与各向等压周围压力联系起来，如第 8 章所述。虽然周围压力引起的超孔隙压力不允许消散，但由于孔隙空气的压缩，因此试件的体积仍可能发生变化。在施加周围压力后的净周围压力为 $(\sigma_3 - u_a)$，基质吸力为 $(u_a - u_w)$。

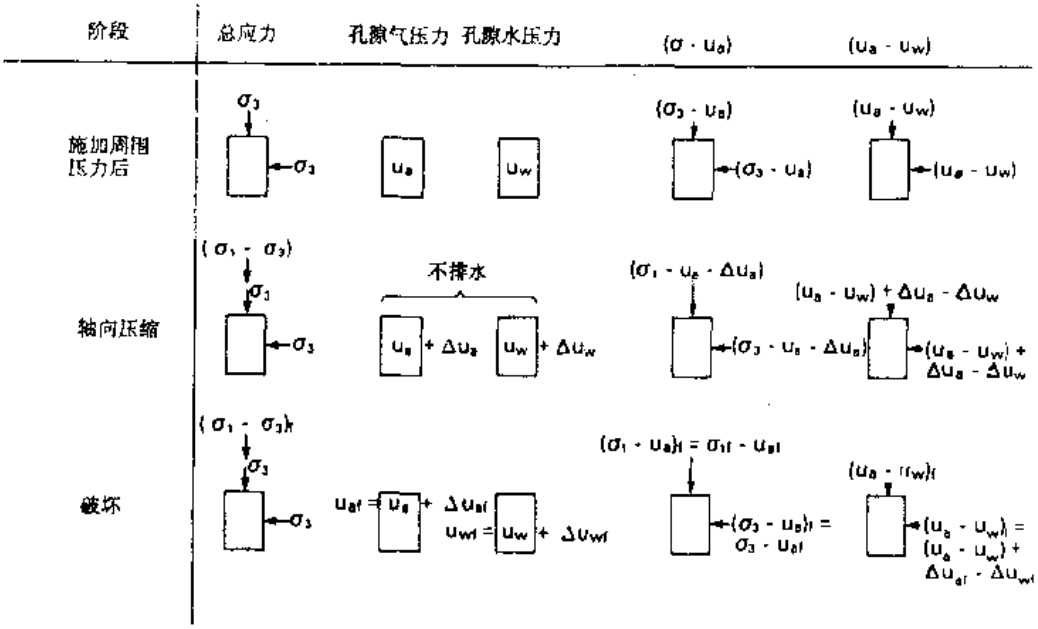


图 9.36 不排水三轴压缩试验中各阶段的应力状态

施加轴向应力$(\sigma_1-\sigma_3)$，使试件剪切直到破坏。在剪切过程中的不排水加荷使孔隙气压力和孔隙水压力进一步发展。对于三轴试验的加荷条件，可用孔隙压力参数 D 将超孔隙压力与主应力差联系起来（见第 8 章）。一般说来，剪切过程中的孔隙压力是不加量测的，因此不排水试验的成果通常与总应力结合起来解决工程问题。在总应力法中，抗剪强度与总应力直接联系起来，无需知道破坏时的孔隙压力。

在整个剪切过程中的净周围压力(σ_3-u_a)和基质吸力(u_a-u_w)都是变化的。然而，由于没有量测孔隙压力，因此在剪切过程中和破坏时的应力状态变量是不知道的。图 9.36 试图说明不排水三轴试验过程中的应力状态变量的变化情况。在该试验中仅量测总周围压力σ_3和主应力差$(\sigma_1-\sigma_3)$。图 9.16 （ a ）为不排水试验的典型应力-应变曲线。图中的一些成果是从一个特殊的试验中测得的，在该试验中量测了孔隙气压力和孔隙水压力〔图 9.16 （ b ）〕。孔隙水压力的量测限于在负 1 个大气压（即 101.3 kPa ）（ Bishop 等， 1960 ）。图 9.16 （ c ）土的体积变化曲线表明试件在剪切过程中是压缩的。

图 9.37 为土试件在不排水试验中的理论应力路径。设有 4 个完全相同的试件承受 4 个不同的周围压力。它们的应力状态用应力点 A 、 A_1 、 A_2 和 A_3 表示。这里， A 的$\sigma_3<A_1$的$\sigma_3<A_2$的$\sigma_3<A_3$的σ_3。在不排水条件下施加总周围压力会使孔隙流体压缩并产生超孔隙气压力和孔隙水压力。在非饱和土中的孔隙压力增长总是小于施加的总应力增量。所以，非饱和土的孔隙压力参数 B 总是小于 1.0（见第 8 章）。因此，总周围压力愈大，则净周围压力愈大〔即 A 的$(\sigma_3-u_a)<A_1$的$(\sigma_3-u_a)<A_2$的$(\sigma_3-u_a)<A_3$的(σ_3-u_a)〕，而基质吸力愈小〔即 A 的$(u_a-u_w)>A_1$的$(u_a-u_w)>A_2$的$(u_a-u_w)>A_3$的(u_a-u_w)〕。换言之， 4 个完全相同的试件变为初始应力状态为 A 、 A_1 、 A_2和 A_3的 4 个试件（图 9.37 ）。当土在不排水条件下剪切时，孔隙流体进一步压缩，孔隙压力可能进一步增大。应力点从 A 沿应力路径 $\overline{AB}$ 移到 B 。当应力点从 A 到 B 时，试件的净周围压力和基质吸力都减小。应力点 B 代表破坏时的应力状态。其它试件在应力点 A_1 、 A_2、A_3 遵循相似的应力路径，即 $\overline{A_1B_1}$ 、 $\overline{A_2B_2}$ 、 $\overline{A_3B_3}$ 。

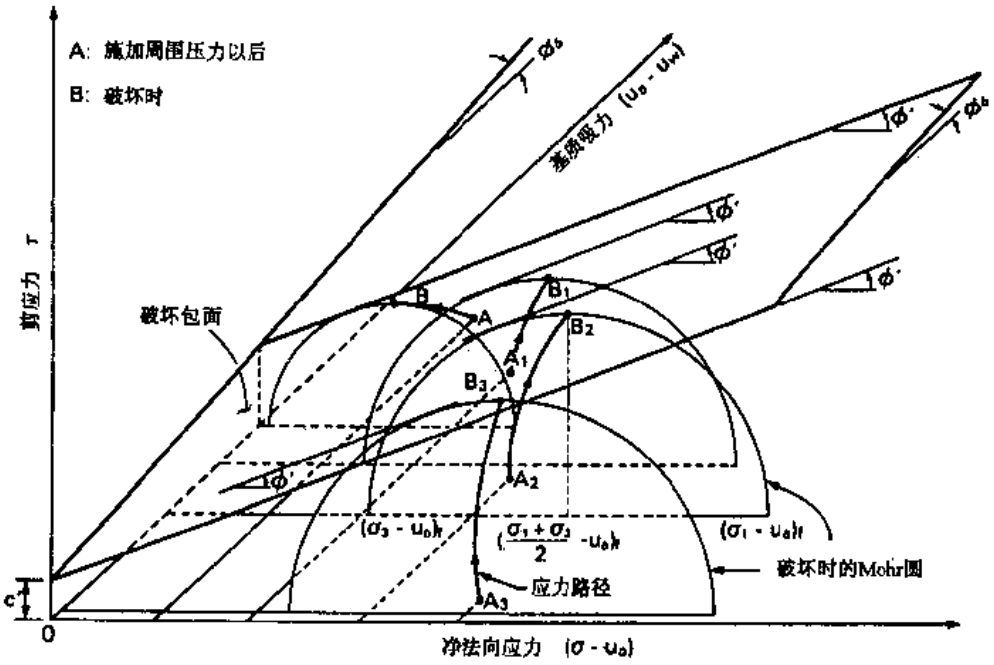


图 9.37　不排水试验中的应力路径

图 9.37 表明，破坏时的 Mohr 圆的直径随着初始总周围压力的增加而增加（即 B 的 $(\sigma_1-\sigma_3)_f<B_1$ 的 $(\sigma_1-\sigma_3)_f<B_2$ 的 $(\sigma_1-\sigma_3)_f<B_3$ 的 $(\sigma_1-\sigma_3)_f$）。换言之，虽然初始基质吸力因初始总周围压力的增加而减小，但土的抗剪强度却增大。其原因是，抗剪强度随周围压力的增大而增大的速率大于抗剪强度随基质吸力的减少而减小的速率。也就是由于 ϕ^b 角总是小于 ϕ' 角所致。

从图 9.38 的剪应力 τ 与总法向应力关系曲线（即 τ-σ 图）也可看到抗剪强度随着初始总周围压力的增大而增大的情况。图中破坏时的 Mohr 圆是根据破坏时的总周围压力（$\sigma_{3f}=\sigma_3$）和破坏时的大主应力 σ_{1f} 绘制的。不管用净法向应力 $(\sigma-u_a)$，还是用总法向应力（σ）绘图，Mohr 圆的直径 $(\sigma_1-\sigma_3)_f$ 是相同的。然而，Mohr 圆在水平轴上的位置的差距等于破坏时的孔隙气压力 u_{af}。在比较图 9.37 和 9.38 中通过应力点 B_2 的两个 Mohr 圆后就可看到两圆的位置差距。

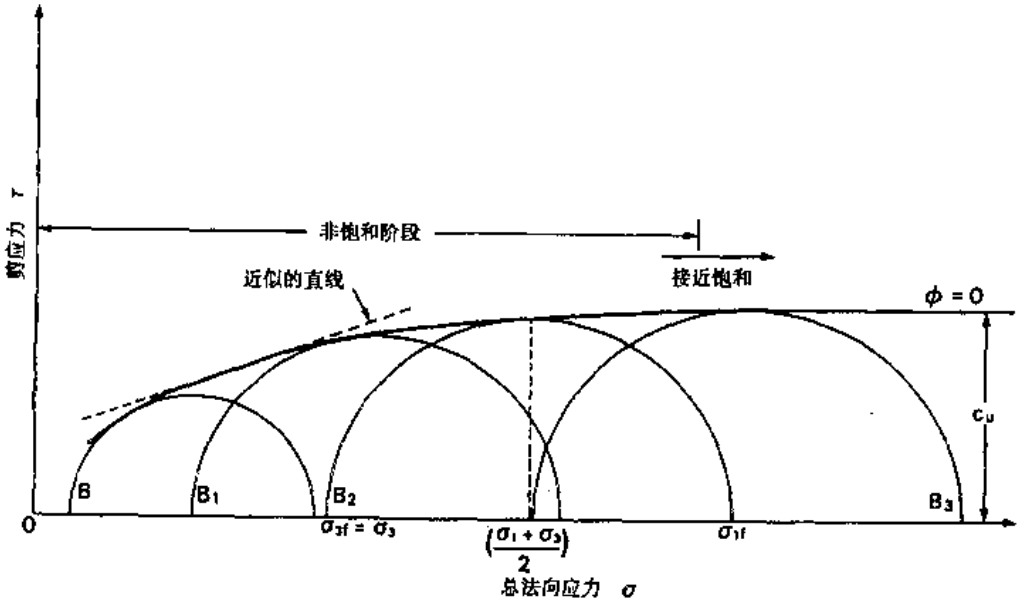


图 9.38 不排水试验中测得的剪应力与总法向应力的关系曲线

图 9.38 为与非饱和土试件破坏时 Mohr 圆相切的典型弯曲包线。该包线就是非饱和土在不排水条件下测得的抗剪强度与总法向应力之间的非线性关系。此曲线表示抗剪强度随施加的总应力的增加而增加。在有些场合，用一直线近似地代表弯曲的破坏包线是实际可行的。但应注意包线所覆盖的应力范围不超出应用中的应力范围。随着周围压力的增加，基质吸力降低。而饱和度增加，最终达到饱和。如这时候再增加周围压力，则孔隙水压力以等值增加，因为孔隙压力参数 B_w 等于 1.0。换言之，这时候，不管总周围压力 σ_3 多大，其有效周围压力 (σ_3-u_w) 保持常数。因此，在不同总周围压力下，饱和土的抗剪强度也保持常数。众所周知的是，饱和土试件在不同的周围压力下进行不排水试验测得诸破坏时的 Mohr 圆直径是相同的。与破坏时 Mohr 圆相切的包线坡角为零（即 $\phi_u=0$，见图 9.38）。此水平的包线与抗剪强度轴的截距是破坏主应力差之半，亦即不排水抗剪强度 c_u。用不排水抗剪强度来分析饱和土的方法就是 $\phi_u=0$ 法。

非饱和土的抗剪强度与总法向应力之间的关系曲线并不是一条水平线。更可能的是，不

排水抗剪强度是施加总法向应力的函数，如图 9.38 所示。

9.3.5　无侧限压缩试验

无侧限压缩试验或 UC 试验是不排水试验的一种特殊情况。在整个试验过程中，不施加周围压力于试件上（图 9.39）。利用一简单的加荷框架就可进行这种试验。在试验开始时的非饱和试件中，孔隙水压力是负值，而孔隙气压力假定为大气压力。因此，基质吸力$(u_a - u_w)$的数值等于孔隙水压力值。

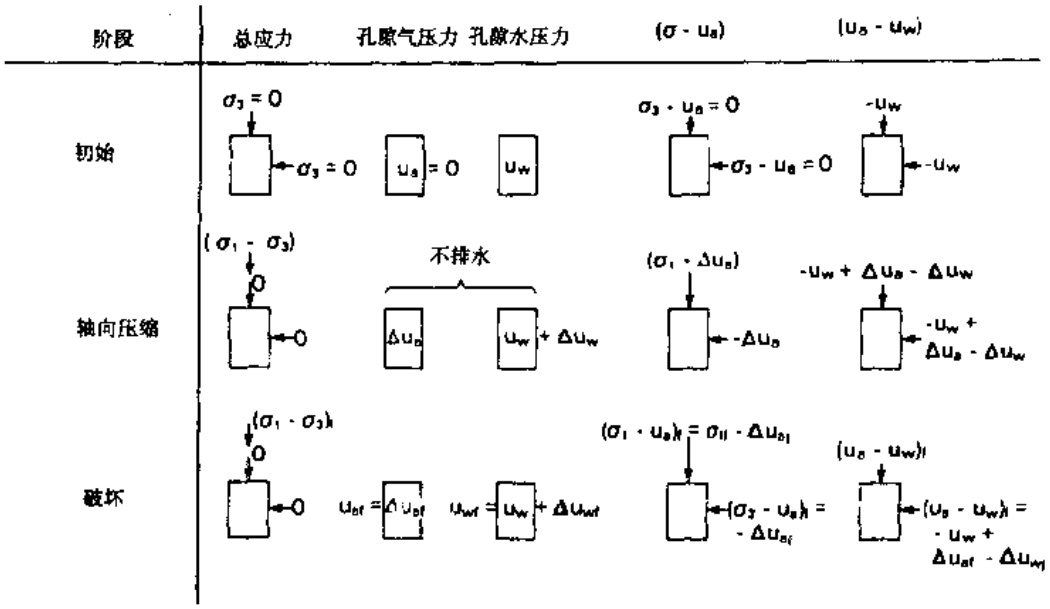


图 9.39　无侧限压缩试验中各阶段的应力状态

将轴向加荷施于试件上进行剪切，直到破坏。主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)$等于大主应力σ_1，因为周围压力σ_3为零。为了维持不排水条件，应快速加荷。理论上说，要保持孔隙空气和孔隙水两者不外排，但在压缩过程中不量测孔隙气压力和孔隙水压力。利用孔隙压力参数 D 可将无侧限压缩试验中产生的孔隙压力从理论上与大主应力联系起来（见第 8 章）。如在无侧限压缩试验过程中量测了孔隙压力，则应力状态变量的典型变化情况犹如图 9.39 所示。

图 9.40 表示非饱和土试件在无侧限压缩试验中可能出现的两种应力路径。应力点 A 代表土的初始应力状态，其净周围压力为零（$(\sigma_3 - u_a) = 0$），基质吸力为$(u_a - u_w)$。在不排水压缩过程中基质吸力可能增大、减小或保持常数，它取决于土的参数 A（见第 9 章）。一般说来，在不排水压缩试验过程中的基质吸力会有所降低，因此，土的应力状态从 A 点沿应力路径 $\overline{AB}$ 移到 B 点（见图 9.40）。B 点代表土在破坏时的应力状态。假定在压缩过程中的孔隙气压力略有增大，这导致净周围压力沿着应力路径 $\overline{AB}$ 减小到负值（$(\sigma_3 - u_a)_f = -\Delta u_{af}$）。破坏时的基质吸力将会小于初始基质吸力（即 B 的$(u_a - u_w)_f < A$ 的$(u_a - u_w)$）。

如在压缩过程中的基质吸力保持常数，则土中的应力状态从 A 点沿着应力路径 $\overline{AB_1}$ 移到 B_1 点。在这情况下，应力路径位于基质吸力为常数的平面上。应力点 B_1 代表土在破坏时的应力状态。由于在压缩过程中的基质吸力保持常数，因此，可以假定孔隙气和孔隙水压力都保持常数。于是，净周围压力自开始至破坏一直等于零（即$(\sigma_3 - u_a) = (\sigma_3 - u_a)_f = 0$）。

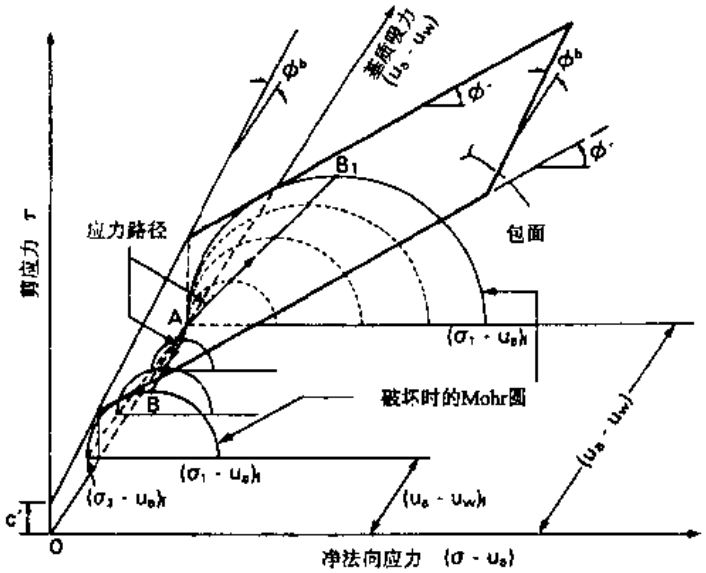


图 9.40 无侧限压缩试验中的几种可能的应力路径

如在压缩过程中的基质吸力有所增加（如剪胀性土），则土中的应力状态从 A 点向后移到 A 点的后面，此应力路径没有在图 9.40 表示出来。

图 9.40 中所示者为非饱和土试件的应力路径。这种土在现场可能就是非饱和的，或者由于取样过程中解除了覆盖压力而导致非饱和的。非饱和土的无侧限压缩试验成果只指总周围压力 σ_3 为零的情况（图 9.41（a））。破坏时的主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 就是无侧限抗压强度 q_u，它一般被认为等于不排水抗剪强度 c_u 的两倍。然而，非饱和土的不排水抗剪强度随周围压力的增大而增大。因此，抗压强度值可能并不接近周围压力大于零时的不排水抗剪强度 c_u。

在有些情况中，虽然孔隙水压力为负值，但现场的土样却是饱和的（S 等于 100 %）。孔隙水压力可以是负的，因为该土在地下水位以上，或由于覆盖压力被卸除所致，也可能两种原因都有。即使孔隙水压力是负的，抗剪强度式（9.1）对饱和土仍适用。饱和土在各种不同周围压力下

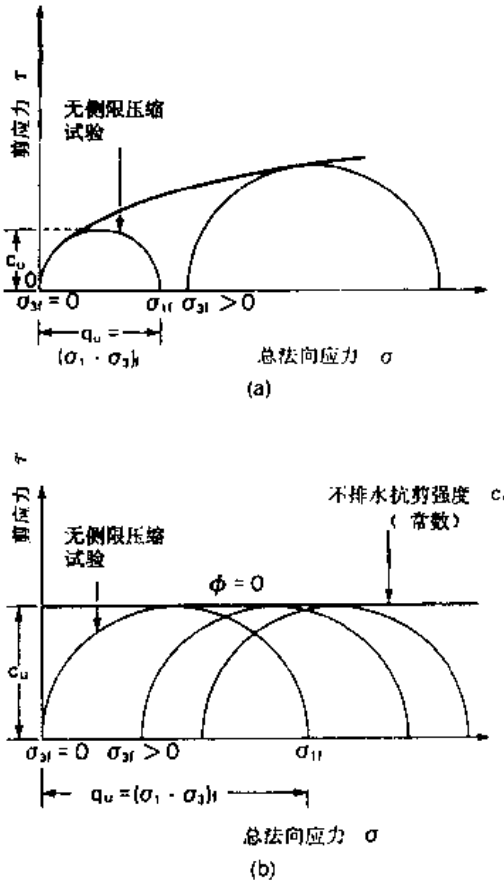


图 9.41 用无侧限抗压强度 q_u 近似代表饱和土与非饱和土的不排水抗压强度 c_u （a）非饱和土的 q_u 与 c_u 的关系；（b）饱和土（有负孔隙水压力）的 q_u 与 c_u 的关系

的不排水抗剪强度 c_u 是相同的（图 9.41 （b））。由于这原因，不管饱和土的周围压力的大小，其无侧限抗压强度 q_u 为不排水抗剪强度 c_u 的两倍。

总之，非饱和土的无侧限压缩试验很可能低估了实有的抗剪强度。在承载力、边坡稳定和其它工程问题的研究中，无侧限压缩试验是常规试验。工程师必须明白，在进行试验室试验时，应采用接近现场的周围压力。换言之，当土为非饱和时，应进行有围压的不排水试验。

9.4　非饱和土的直剪试验

直剪试验仪基本上是一个由上下两部分组成的剪力盒。一般采用固结排水法进行试验，其步骤如图 9.42 所示。试件放在直剪盒中，并在垂直法向应力 σ 下进行固结。在固结过程中必须将孔隙气压力和孔隙水压力控制在选定的压力。利用轴平移技术可将基质吸力提高到大于 1 个大气压力。为了将孔隙气压力提高到大于大气压力（101.3 kPa），可在一个压力空气室内进行直剪试验。利用一块放在试件下面的高进气值陶瓷板，可将孔隙水压力加以控制。在固结完毕时，试件的净法向应力为 $(\sigma_n - u_a)$，基质吸力为 $(u_a - u_w)$（图 9.42）。使直剪盒的上半盒相对于下半盒进行水平向的位移，从而产生剪切。试件沿着剪力盒的上下两部分之间的水平面发生剪切。剪切试件所需的水平荷重除以试件的名义上的面积为剪切面上的剪应力。在剪切过程中，将孔隙气压力和孔隙水压力控制为常数。增加剪应力直到试件破坏。用符号 τ_{ff} 代表破坏面上的剪应力，相应的净垂直法向应力为 $(\sigma_f - u_a)_f$（它等于 $(\sigma - u_a)$），基质吸力为 $(u_a - u_w)_f$（它等于 $(u_a - u_w)$），如图 9.42 所示。图 9.43 为直剪试验测得的典型剪应力与水平位移关系曲线。

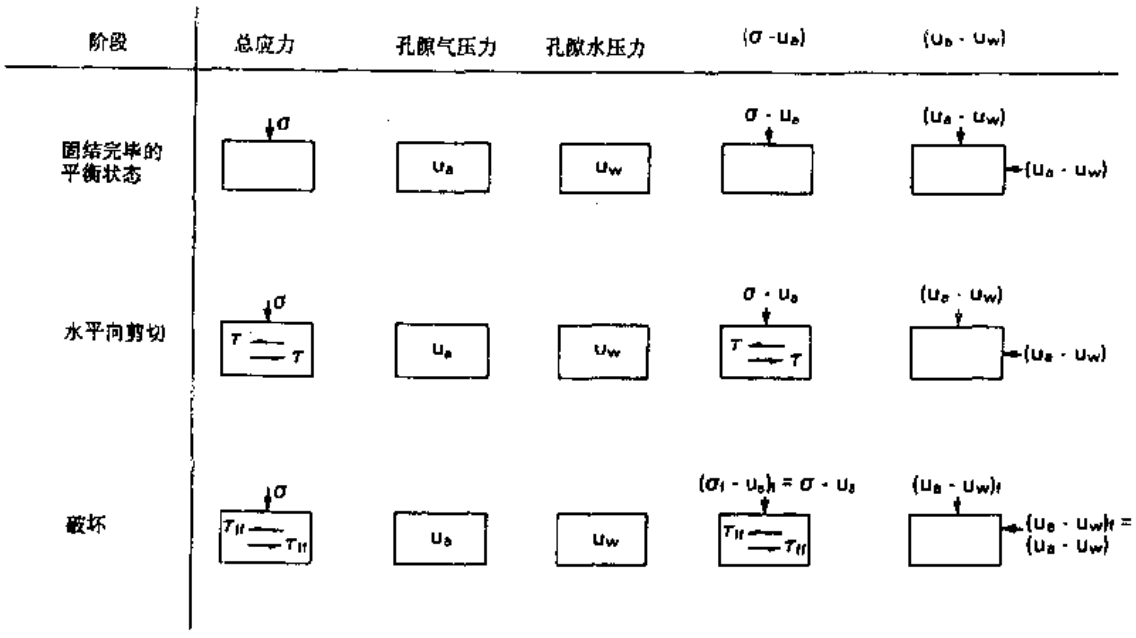


图 9.42　固结排水直剪试验中各阶段的应力状态

根据直剪试验成果绘制破坏包面，无需绘制 Mohr 圆。以破坏时的剪应力 τ_{ff} 为纵座标值，并以 $(\sigma_f - u_a)_f$ 和 $(u_a - u_w)_f$ 为横座标值进行绘图，可得破坏包面上的一点（图 9.44 ）。$(\sigma_f - u_a)_f$ 值相同的诸点的连线给出 ϕ^b 角（图 9.44 中连结 A ， B 和 C 点的线）。同样，$(u_a - u_w)_f$ 值相同点的连线可给出内摩擦角 ϕ'（图 9.44 中点 A_1 、 A_2 、 A 的连线）。

直剪试验对非饱和土特别有用，因为试件的排水路径短。由于非饱和土的渗透系数小，在三轴试验中达到破坏所需的时间可能特别长。用直剪仪进行非饱和土试验中的其它有关问题与饱和土的相类似（例如，应力集中，破坏面的定义和主应力的旋转等问题）。

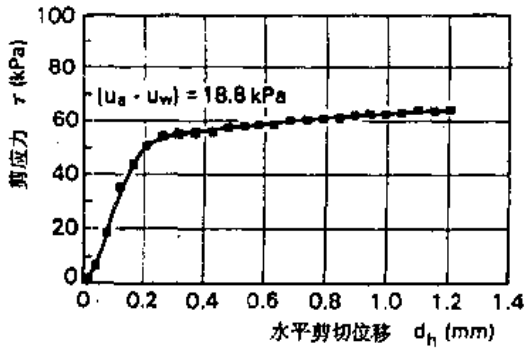


图 9.43 直剪试验测得的典型剪应力与剪切位移的关系曲线（引自 Gan， 1986 ）

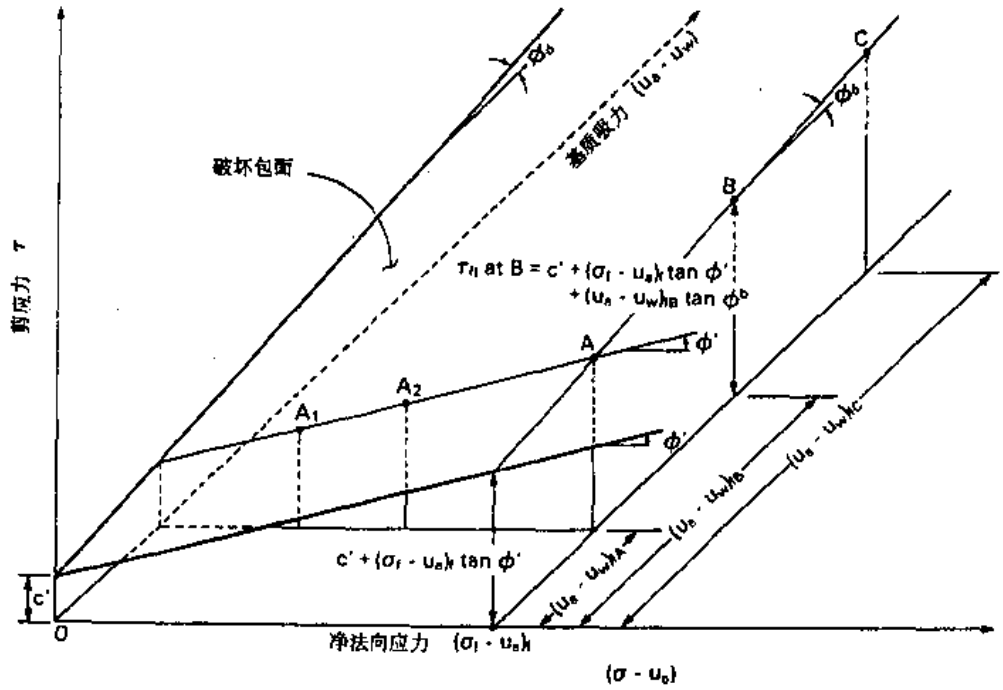


图 9.44 根据直剪试验成果绘出的引伸 Mohr-Coulomb 破坏包面

9.5　应变速率的选择

非饱和土的强度试验一般是在常应变速率下进行的。在试验之前必须先选择一合适的应变速率。在不排水剪切中，选用的应变速率必须能保证整个试样内的孔隙压力均等。在排水剪切中，选用的应变速率必须能保证孔隙压力的消散。土的试验应变速率的估计，部分是根据试验验证，部分是根据理论。

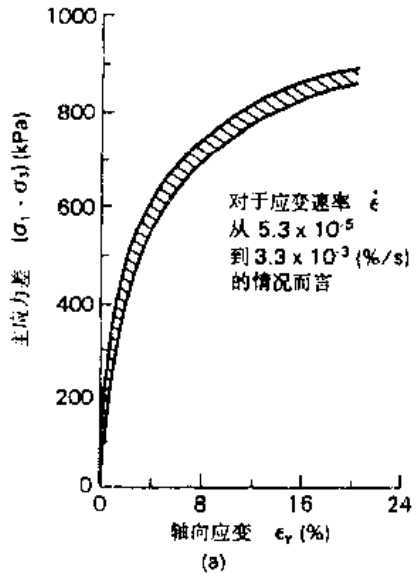
9.5.1　三轴试验应变速率的背景材料

在60年代以前，非饱和土剪切试验的方法和设备与饱和土者相类似。采用的是粗孔陶瓷透水板和相对较高的应变速率。非饱和土的试验方法和仪器在60年代初得到了改进。为了将孔隙水压力的量测或控制与孔隙气压力分别进行，在试件底面放置一块高进气值陶瓷板。Bishop等（1960）、Lumb（1966）、Ruddock（1966）等曾建议过若干种估算非饱和土试验应变速率的经验方法。试验设备也得到改进，以适合于分别控制孔隙气压力和孔隙水压力。通过一般放置在试件顶面的粗孔陶瓷板控制或量测孔隙气压力。而孔隙水压力的控制或量测则是通过高进气值陶瓷板。高进气值陶瓷板封嵌在试件座中。改进的仪器可采用轴平移技术（Hilf，1956）。非饱和土抗剪强度试验迄今通用上述仪器设备。

非饱和土的抗剪强度试验一般说来是以相对较慢的速率进行的，以保证孔隙压力的均等或消散。有些研究人员采用比较试验的方法来确定合适的应变速率。Donald（1961）建议采用应变速率对最大主应力差的影响作为确定合适应变速率的判断准则。Gibson和Henkel（1954）、Bishop和Henkel（1962）报导的试验资料表明强度（破坏时的主应力差）随应变速率的变化情况。当应变速率小于某特定值后，抗剪强度不再增加，则该特定值为允许的最大应变速率。对保证孔隙压力完全均等或消散所需应变速率的上限未进行过量测。

Satija和Gulhati（1979）根据他们的试验资料得到的结论是：主应力差受应变速率的影响并不敏感〔图9.45（a）和9.46（a）〕。对于CW试验而言，建议按基质吸力的变化〔图9.45（b）〕作为确定合适应变速率的更为合理的指标；对于CD试验而言，以含水量变化作为指标〔图9.46（b）〕。采用范围介于$5.3\times10^{-5}\sim3.3\times10^{-3}$%/s的不同应变速率对压实的Dhanauri粘土试件进行试验。其结论是，对Dhanauri粘土的CW试验而言，应变速率为6.7×10^{-4}（%/s）已经足够。而CD试验的应变速率为CW试验的应变速率的1/5（1.3×10^{-4}%/s）。

Bishop等（1960）曾研究过应变速率对不排水试验中孔隙水压力均等程度的影响。直径为101.6 mm，高为203.2 mm的两个压实粘土页岩试件在两种不同的应变速率（6.9×10^{-4}和4.6×10^{-5}%/s）下进行试验，并在试件的底面和中间高度处量测孔隙水压力。图9.47和9.48所示分别为应变速率6.9×10^{-4}和4.6×10^{-5}%/s下的成果。较高应变速率下的试件内孔隙水压力分布有明显的不同〔图9.47（b）〕。底面比中间高度处量得较高孔隙水压力。于是，根据量得的两种孔隙水压力算出的主应力比也不相同〔图9.47（a）〕。此差别会影响抗剪强度。当采用较慢应变速率时，在底面与中间高度处量得的孔隙水压力很接近〔图9.48（b）〕。



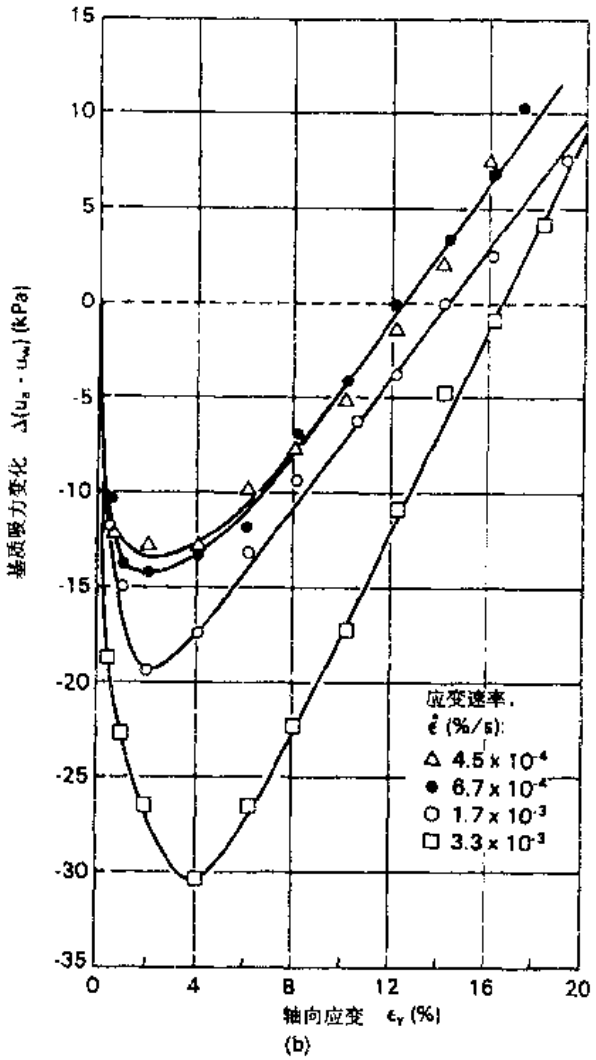
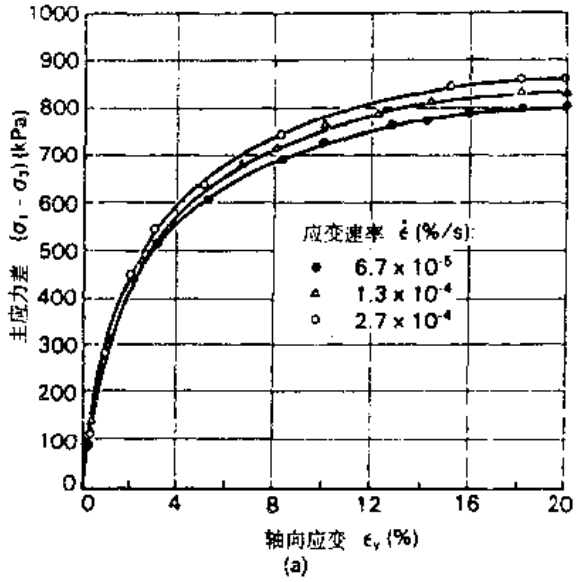


图 9.45 Dhanauri 粘土的常含水量试验中应变速率的影响 （a）应变速率对主应力的影响；（b）应变速率对基质吸力的影响（引自 Satija，1978）



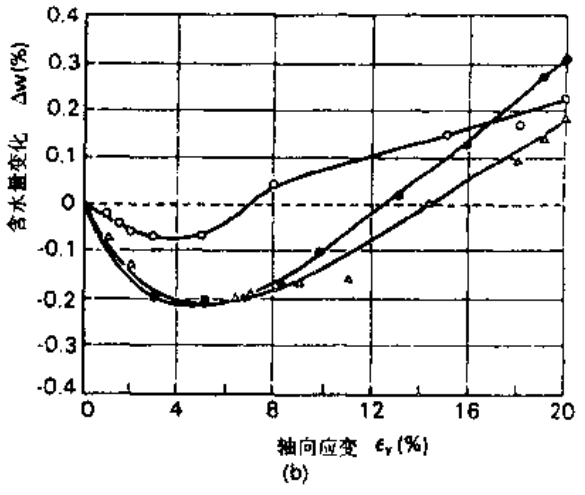


图 9.46 Dhanauri 粘土的固结排水试验中应变速率的影响 （a）应变速率对主应力差的影响；（b）应变速率对含水量变化的影响（引自 Satija，1978）

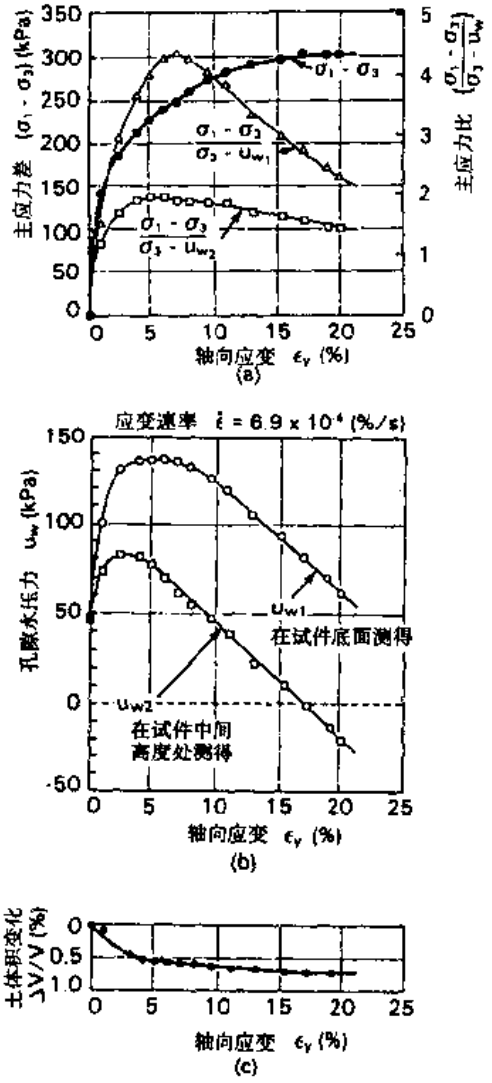


图 9.47　压实粘土页岩试件在应变速率为 6.9×10^{-4}%/s 的不排水试验 (a)剪应力与应变曲线；(b)在两个部位测得的孔隙水压力与应变曲线；(c)总体积变化与应变曲线（引自 Bishop，1960）

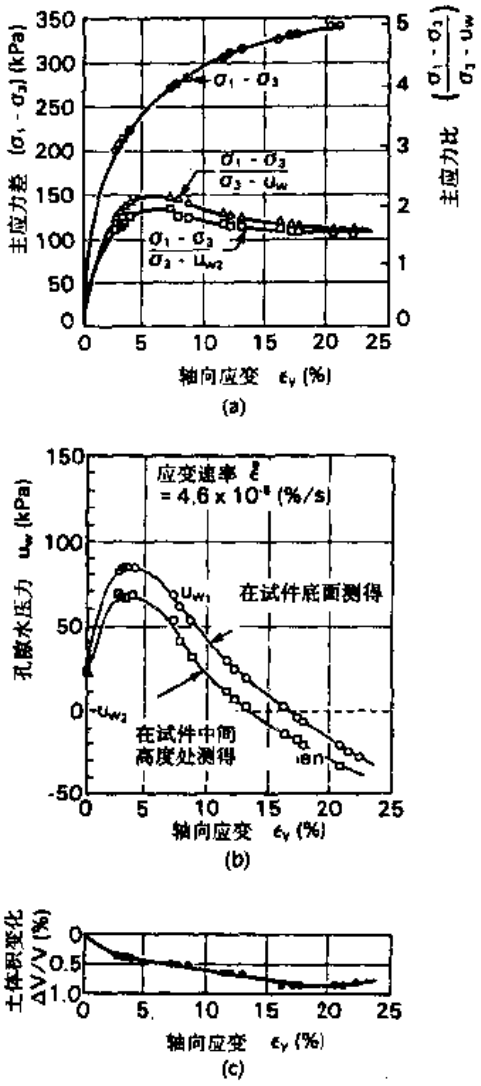


图 9.48　压实粘土页岩试件在应变速率为 4.6×10^{-5}%/s 的不排水试验 (a)剪应力与应变曲线；(b)在两个部位测得的孔隙水压力与应变曲线；(c)总体积变化与应变曲线（引自 Bishop，1960）

9.5.2　三轴试验的应变速率

应变速率的定义是试件沿轴向压缩的速率：

$$\dot{\varepsilon}=\frac{\varepsilon_f}{t_f} \tag{9.21}$$

式中

$\dot{\varepsilon}$——三轴试验中试件的剪切应变速率；

ε_f——试件在破坏时的应变；

t_f——试件剪破所需时间。

破坏应变ε_f取决于土类和土的应力历史。非饱和土的大量三轴试验研究中测得的典型破坏应变ε_f示于表 9.3 。表中的资料对选用合适的应变速率$\dot{\varepsilon}$可能有参考价值。在试验进行过程中可以修改破坏时的应变。

非饱和土在三轴试验中的应变速率和破坏应变　　表 9.3

土类	三轴试验	应变速率 $\dot{\varepsilon}$(% / s)	大致的破坏应变 ε_f(%)	参考文献
漂砾粘土：$w = 11.6$ % 粘粒含量 = 18 %	CW	3.5×10^{-5}	15	Bishop 等，1960
Braehead 粉土	CW	4.7×10^{-5}	11	Bishop and
	CD	8.3×10^{-6}	12	Donald(1961)
漂砾粘土：$w = 9.75$ % 粘粒含量 = 6 %	不排水量测 孔隙压力	4.7×10^{-7}	$\sigma_3 = 83$ kPa: 8.5 $\sigma_3 = 207$ kPa: 11	Donald(1963)
Dhanauri 粘土：$w = 22.2$ % 粘粒含量 = 25 %	CW CD	6.7×10^{-4} 1.3×10^{-4}	20 20	Satija and Gulhati(1979)
风化花岗岩和流纹岩	CD 多级	1.7×10^{-5} 6.7×10^{-5}	阶段 I：3-5 阶段 II：1-3 阶段III：1-3	Ho and Fredlund(1982a)
粘土质砂土：$w = 14 \sim 17$ %， 粘粒含量 = 30 %	不排水和无侧限	1.7×10^{-3}	15-20	Chantawarangul (1983)

Gibson 和 Henkel （ 1954 ）利用固结理论建议了一种理论方法，以大致确定试件在排水条件下达到破坏所需时间。此理论对三轴试验和直剪试验两者都适用。饱和土三轴试验中采用的应变速率通常用这种方法进行估算（ Bishop 和 Henkel， 1962 ）。这种理论可引伸到包括非饱和土的试验。对非饱和土而言，需要考虑到试件底部高进气值陶瓷板对水流的阻碍，以及土的物理性质（ Ho 和 Fredlund， 1982c ）。高进气值陶瓷板的渗透系数 k_d 小。因此，陶瓷板不但阻止空气通过该板，而且还阻碍试件中的水在剪切过程中流进和流出。另一个影响非饱和土破坏时间的因素是其低渗透参数（见第 5 章和 6 章）。

非饱和土试件受到阻碍的水流问题的解析求解方法与饱和土试件的两端透水石阻碍水流的问题的求解方法相似，犹如 Bishop 和 Gibson （ 1963 ）所介绍的。该方法可以求解在排水试验中达到破坏所需时间。对不排水试验而言，可采用较小的破坏所需时间 t_f 。然而，高进气值陶瓷板仍然控制着孔隙压力的均等化。换言之，以排水试验的计算破坏时间作为不排水试验的破坏时间是偏于保守的。

在计算非饱和土排水试验所需破坏时间时所应考虑的主要因素是试件本身及排水系统的孔隙压力消散能力。超孔隙压力的消散基本上是一维固结过程（见第 15 章）。一般说来，气相的渗透系数 k_a 远大于水相的渗透系数 k_w。当孔隙空气呈封闭气泡状态时，气相的渗透系数减小到空气通过水的扩散系数（见第 6 章）。因此，可以假定超孔隙水压力比超孔隙气压力一般需要较长的消散时间。于是，应以超孔隙水压力消散为依据来计算非饱和土试件的所需破坏时间。上述假定也适用于气相呈封闭气泡的状态，因为这种非饱和土可以被看作是孔隙流体可压缩的饱和土。

水流受到阻碍的超孔隙水压力消散问题的数学求解方法与初始温度均匀板块表面受凉时

热传导问题的求解方法相同。这一问题符合 Newton 定律（ Carslaw 和 Jaeger， 1954 ）。其解可写成 Fourie 级数（ Gray， 1945 ）。超孔隙水压力受到阻碍的消散问题的求解，需要知道非饱和土试件和高进气值陶瓷板的尺寸和性质指标，如图 9.49 所示。假定高进气值陶瓷板是不可压缩的，其性质指标为阻抗因素λ：

$$\lambda = \frac{k_d d}{k_w L_d} \tag{9.22}$$

式中

λ——阻抗因素；

k_d——高进气值陶瓷板的渗透系数；

k_w——非饱和土的渗透系数；

d——在土中的排水长度；

L_d——高进气值陶瓷板的厚度。

单向排水是指孔隙水只向试件的底面或顶面排水，其排水路径 d 等于试件的高度 $2L$（即 $d = 2L$，见图 9.49 ）。如果允许孔隙水从试件的顶面和底面排水（即双向排水），则排水路径变成试件高度之半（即 $d = L$ ）。在非饱和土的试验中，通常令水通过试件底部的高进气值陶瓷板排出。图 9.50 示出单向排水的条件下不同无因次比值（ k_w / k_d ）和（ L_d / d ）下的阻抗因素λ值。无因次形式便于在广大范围的土类和高进气值陶瓷板条件所评价阻抗因素λ值。已知土和高进气值陶瓷板的性质指标时，可从图 9.50 直接取得阻抗因素λ。试件对水的渗透系数 k_w可能随基质吸力而变。在第 5 章和 6 章中已经说明过，土的渗透系数是 $k_w\left(u_a - u_w\right)$的函数。应变速率可能需随基质吸力的增加而减低。

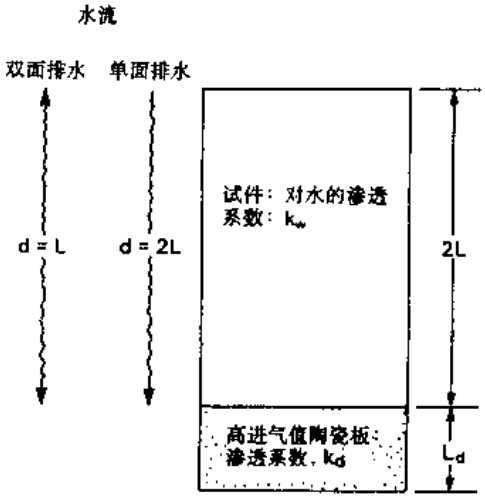


图 9.49　模拟非饱和土试件和高进气值陶瓷板的孔隙压力压力均等化所需的性质指标及变量

试件达到破坏所需的时间 t_f 可以用超孔隙水压力的要求消散度来表示（ Bishop 和 Gibson， 1963 ）：

$$t_f = \frac{L^2}{\eta c_v^w \left(1 - \overline{U}_f\right)} \tag{9.23}$$

式中

L——试件实际高度之半，对单向或双向排水的情况是相同的；

η——对于单向排水的情况为 $0.75 \;/\; \left(1 + 3 / \lambda\right)$，对于双向排水的情况为 $3 \;/\; \left(1 + 3 / \lambda\right)$；

c_v^w——k_w /（ $\rho_w g\, m_2^w$ ），对水而言的平均固结系数（见第 15 章）；

ρ_w——水的密度；

g——重力加速度；

m_2^w——水体积变化（ V_w / V ）与基质吸力关系曲线的坡度（见第 12 章和 13 章）；

$\overline{U}_f$——破坏时的超孔隙水压力平均消散度。

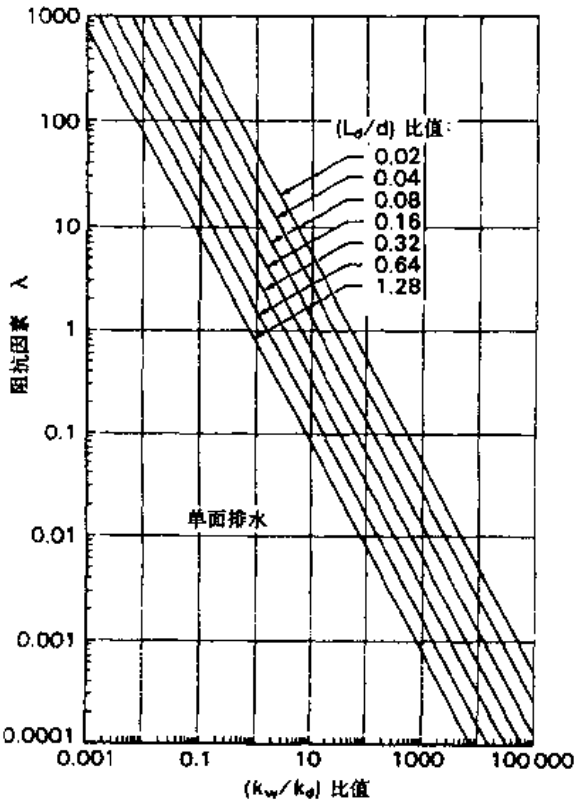


图 9.50 单向排水条件下不同（k_w / k_d）与（L_d / d）比值的阻抗因素λ值

受到阻碍的水流对达到破坏所需时间 t_f 的影响由式（9.23）中的参数η中的阻抗因素λ来反映。而非饱和土的性质由 L 和 c_v^w 来反映。在估算非饱和土的平均固结系数时，可采用其近似的性质指标（k_w和m_2^w）。要求的平均消散度 $\overline{U}_f$ 可选取任何值，但建议一般用 95%（Gibson 和 Henkel，1954；Bishop 和 Henkel，1962）。95%平均消散度是指剪切产生的超孔隙水压力的 95%将在破坏时消散掉。

在各种不同的固结系数 c_v^w 值下的破坏所需时间 t_f 与阻抗因素λ之间的关系曲线表示在图 9.51 和 9.52 中。此两图都是针对单面排水的三轴试验而言的，而且分别相当于高度为 140 mm 和 76 mm 的试件，因这两个高度是三轴试验中通用的。此两图表明，达到破坏所需时间随着固结系数和阻抗因素λ的降低而增加。在各种λ值下，由于固结系数 c_v^w 降低所引起的破坏时间的增加是均匀的。然而，当阻抗因素小于 10 时，由于阻抗因素降低所引起的破坏时间的增加变得更明显。当阻抗因素λ大于 10 时，在特定固结系数下的破坏时间几乎不变。

从图 9.50 可见，阻抗因素与渗透比（k_w / k_d）有关，例如比值（L_d / d）为 0.16 时，阻抗因素 10 相应于比值（k_w / k_d）为 0.7。如果阻抗因素值小于 10，则相应的（k_w / k_d）大于 0.7。在比较了图 9.50 和 9.51 或 9.52 后可见，当阻抗因素小于 10 时，水流受到阻碍对达到破坏所需时间 t_f 有影响。换言之，即使高进气值陶瓷板的渗透系数等于试件上的渗透系数，仍存在有水流受到阻碍的问题。在许多情况下透水板的渗透系数小于土的渗透系数。换言之，当阻抗因素大于 10 时，水流受到阻碍对达到破坏所需时间 t_f 的影响基本上保持不变。这就是说，当阻抗因素超过 10 时，达到破坏所需时间变动很少。

上述讨论表明，由于高进气值陶瓷板引起的对水流的阻碍，往往是影响破坏时间的控制因素。采用薄的高进气值陶瓷板是降低破坏时间的一条途径。高进气值陶瓷板的厚度范围一般介于 0.32 到 0.95 cm 之间。当比值（k_w / k_d）及试件高度为给定时，高进气值陶瓷板愈薄，则阻抗因素愈大（图 9.50），从而使破坏时间 t_f 缩短（图 9.51 或 9.52）。然而，厚的陶瓷板可大大减少空气通过陶瓷板的扩散率，因而更为有利。

利用式（9.21）可计算非饱和土三轴试验的应变速率。由于在理论中涉及一些假定，而且土的有关性质指标难以精确确定，因此，计算的应变速率仅是一种估计值。然而，该理论为寻找试验应变速率提供一个比较合理的途径。表 9.3 表示了非饱和土三轴试验中采用的典型应变速率。即使土看来是很透水的，试验应变速率仍然比较低，因为应变速率在很大程度上受高进气值陶瓷板的控制。式（9.21）也可用来保守地估算不排水抗剪强度试验的应变速率。

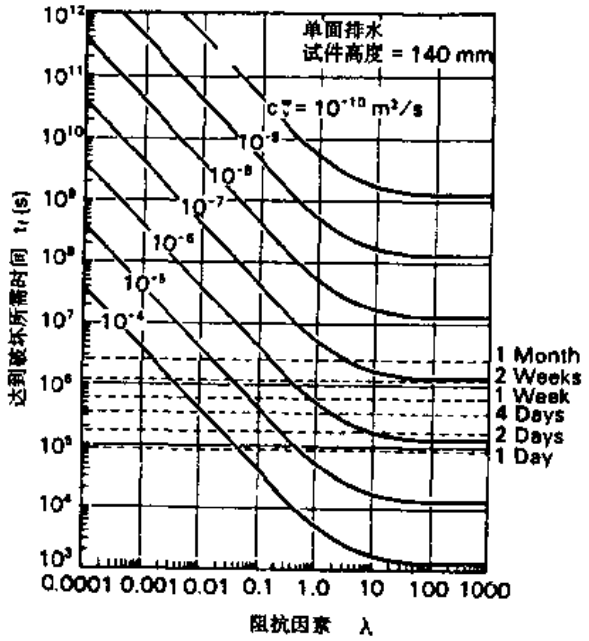


图 9.51　高 140 mm 的试件在排水三轴试验中达到破坏所需的时间

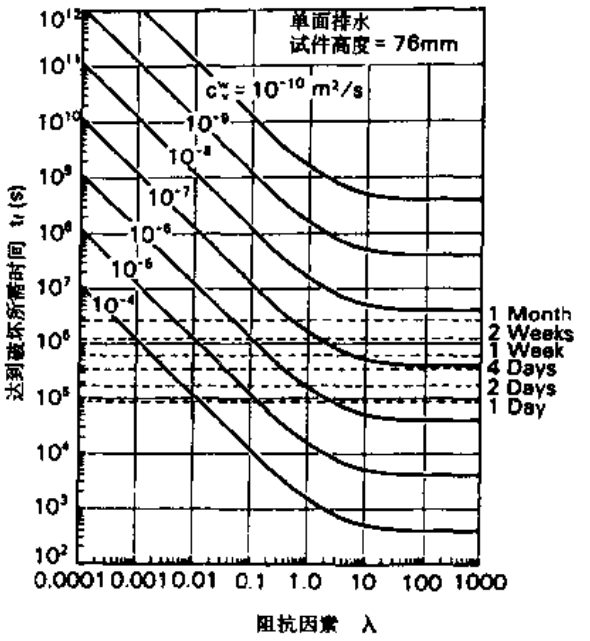


图 9.52　高 76mm 的试件在排水三轴试验中达到破坏所需的时间

水从试件中流出，经高进气值透水板排到外面，似乎比水经过高进气值陶瓷板流入试件快。如果土在剪切过程中有剪胀的倾向，则可能很难保证水经过高进气值陶瓷板向上进入试件。利用轴平移技术，并定时将高进气值陶瓷板下面的扩散空气冲掉，可部分地解决这一问题。轴平移技术可保证在高进气值陶瓷板下面的水承受正压力。

9.5.3　直剪试验的位移速率

在直剪试验中的水平剪切位移速率与三轴试验中的应变速率是相似的。水平剪切位移速率的定义是剪力盒上下两部分的相对位移速率，即：

$$\dot{d}_h = \frac{d_h}{t_f} \tag{9.24}$$

式中

$\dot{d}_h$——直剪试验的水平剪切位移速率；

d_h——试样破坏时的水平位移。

破坏时的水平位移 d_h 取决于土类和土的应力历史。从若干个试验项目中取得的、破坏时的典型水平位移示于表 9.4 。为了计算水平剪切位移速率 $\dot{d}_h$，要求估计破坏所需的水平位移。

三轴试验达到破坏所需时间的理论估算方法（式（ 9.22 ）和（ 9.23 ））也适用于排水直剪试验。在排水直剪试验中产生的超孔隙压力也是沿着垂直方向单向消散的。孔隙水通常是通过试件底部的高进气值陶瓷板向外排出的。直剪试验的阻抗因素可用式（ 9.22 ）或图 9.50 进行估算。而直剪试验中达到破坏所需时间 t_f 可用式（ 9.23 ）进行计算（图 9.53 ）。图 9.53 为破坏时间与不同阻抗因素和固结系数的关系曲线，该图是针对厚度为 12.7 mm 的试件而言的。

根据算得的 d_h 和 t_f 值，可用式（ 9.24 ）计算水平剪切位移速率 $\dot{d}_h$。表 9.4 列出了非饱和土的直剪试验中采用的典型水平剪切位移速率。

非饱和土若干直剪试验所得水平位移速率和达破坏所需的水平位移 表 9.4

	直剪试验	位移速率 $\dot{d}_h$（mm / s）	达破坏所需的位移 d_h（mm）①	参考文献
马德里灰粘土	CD	1.4×10^{-4}	3.5-5	Escario(1980)
马德里灰粘土	CD	2.8×10^{-5}	6.0-7.2	Escario and Sáez (1986)
Guadalix de la Sierra 红粘土	CD	2.8×10^{-5}	4.8-7.2	Escario and Sáez (1986)
马德里粘土质砂土	CD	2.8×10^{-5}	2.4-4.8	Escario and Sáez (1986)
冰碛土	CD（多级）	1.7×10^{-4}	1.2	Gan(1986)

① 方形试件 50 × 50 mm。

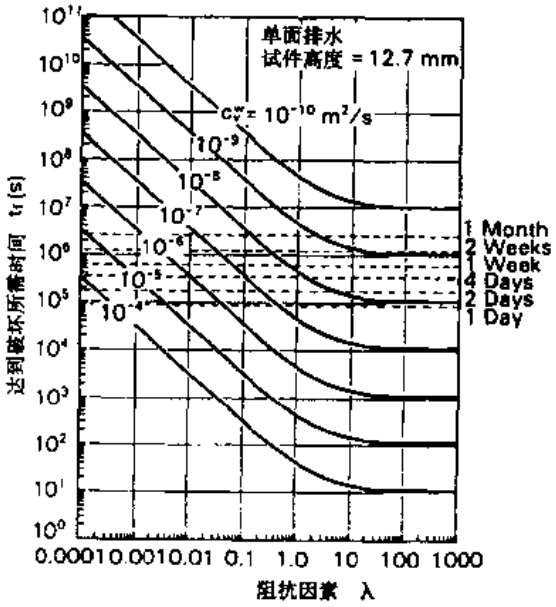


图 9.53 厚度 12.7 mm 的试件在排水直剪试验中达到破坏所需的时间

在比较了图 9.51、9.52 和 9.53 后可见，在采用了较薄的试件后，达到破坏所需时间大为减少。在式（9.23）中也可看到，达到破坏所需时间是试件高度 L● 之半平方的函数。直剪试验的优点是较薄试件有助于加快试验。

9.6 多级试验

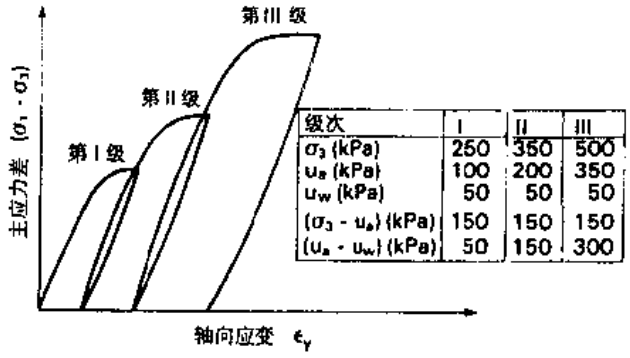
采用三轴和直剪仪都能进行多级试验，在该试验中用一个试件在试验过程中改变应力路径。多级试验可从一个试件中取得尽可能多的抗剪强度资料。该方法还可消除土的变异性对成果的影响。饱和土的多级三轴试验通常在一个试件上施加若干个有效周围压力 $(\sigma_3 - u_w)$。在不同有效周围压力下发生破坏的诸 Mohr 圆的公切线为 Mohr-Coulomb 破坏包线（图 9.1）。

对非饱和土而言，曾结合固结排水试验进行过多级三轴试验。然而，常含水量或固结不排水试验也可采用多级三轴试验方法。在多级固结排水三轴试验中的净周围压力 $(\sigma_3 - u_a)$ 通常保持常数，而各级的基质吸力 $(u_a - u_w)$ 是不同的。图 9.54（a）为分为 3 级的多级三轴试验成果。每一级有其相应的基质吸力。在进行多级固结排水三轴试验时还可把基质吸力保持常数和改变净周围压力。

多级试验的每一级应进行到临近破坏，即观测到主应力差趋向于最大值。试件不会产生过多的变形，特别是在早期的诸级中。然而，有些研究者们（Kenney 和 Watson，1961；Wong，1978；Ho 和 Fredlund，1982b）曾报导多级三轴试验中因过大变形而产生的麻烦。

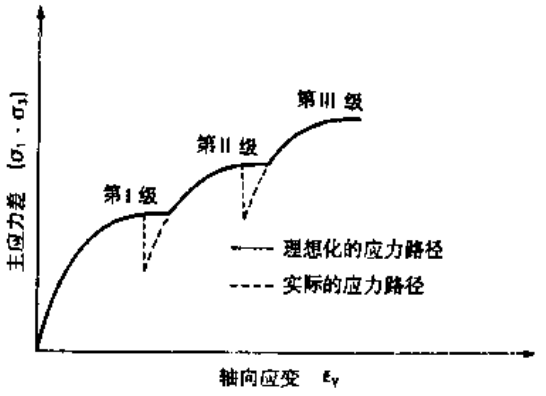
● 原文误为 h——译注

当试件在早期加荷级中产生过大变形时，在试件中可能会产生一明显的剪切面，从而使强度降低到峰值以下。在随后各级测得的抗剪强度可能接近于极限或残余抗剪强度。当主应力差达到其峰值或最大值后回落直到稳定值就叫极限或残余抗剪强度。在多级试验中累积过多的应变可能是一个问题，特别是对于灵敏度比较高的土。



级次	I	II	III
σ_3 (kPa)	250	350	500
u_a (kPa)	100	200	350
u_w (kPa)	50	50	50
$(\sigma_3 - u_a)$ (kPa)	150	150	150
$(u_a - u_w)$ (kPa)	50	150	300

(a)



(b)

图 9.54　多级三轴试验的理想应力-应变曲线
（a）周期加荷；（b）持续加荷

Ho 和 Fredlund （1982b）为多级试验建议了两种加荷方法，称为周期加荷方法和持续加荷方法，分别表示在图 9.54 （a）和（b）中。周期加荷法是指主应力差$(\sigma_1 - \sigma_3)$一旦达到最大值，随即减退到零。每一级的主应力差从零开始加荷〔图 9.54 （a）〕。持续加荷法是指主应力差保持其最大值，而施加下一级加荷。换言之，当施加新的应力状态于试件上时，维持原有的最大主应力差〔图 9.54 （b）〕。与持续加荷法相比，周期加载法的优点是累积应变小。周期加荷法将各级之间的主应力差解除，可使累积应变减到最小。在两级之间将主应力差解除，会产生弹性回弹，从而减少累积应变。

图 9.55 为多级直剪试验中采用周期加荷法测得的典型的应力-位移曲线。

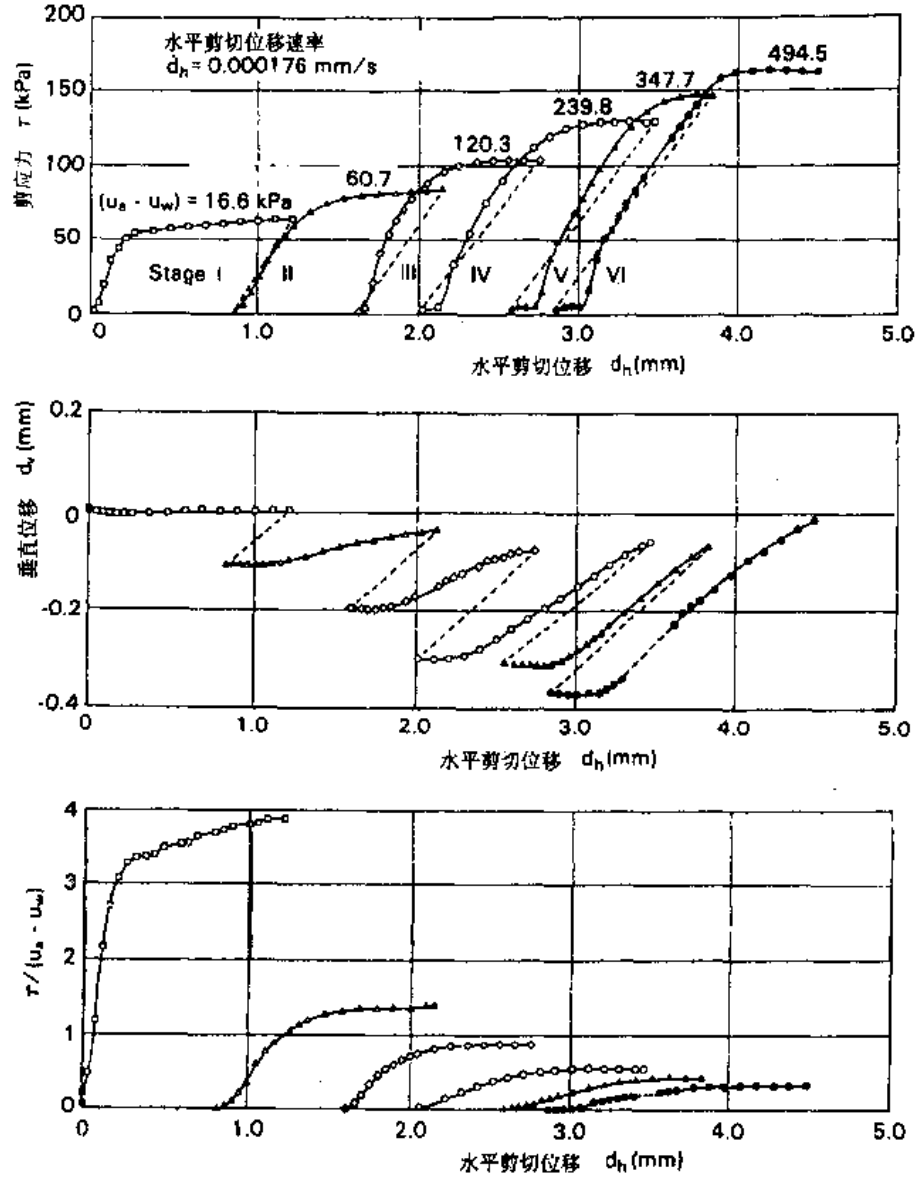


图 9.55 编号 GT-16-N4 压实冰碛土试件的多级直剪试验（引自 Gan，1986）

9.7 破坏包线的非线性

在第 9.3 节中已经介绍了非饱和土的抗剪强度理论及引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线。非饱和土的近期抗剪强度试验成果表明，抗剪强度与基质吸力之间的关系是非线性的（Gan，1986；Escario 和 Sáez，1986）。图 9.56 示出一典型的、非线性的基质吸力破坏包线。在低基质吸力下的ϕ^b角约等于ϕ'，但在高基质吸力下ϕ^b有所降低。看来ϕ^b角是基质吸力$(u_a - u_w)$的函数。考虑在孔隙水压力作用下孔隙体积后，能更好地了解ϕ^b角随基质吸力而变化的情况。设在直剪试验中采用轴平移技术，从而可出现较大变化范围的基质吸力。试件在开始是饱和的，并在垂直法向应力σ下进行固结。在试样外施加空气压力，它等于孔隙水压

力，从而使起始基质吸力维持为零。

土的基质吸力等于外部空气压力与孔隙水压力之差。在试验前的基质吸力是根据外部空气压力和孔隙水压力算出的。总法向应力也是以外部空气压力$(\sigma - u_a)$为依据的。[1] 设ϕ'和c'两参数为已知，则用式（9.3）可算出初始状态的抗剪强度等于（$c' + (\sigma - u_a)\tan\phi'$）。此初始状态用图 9.56 中的 A 点代表。

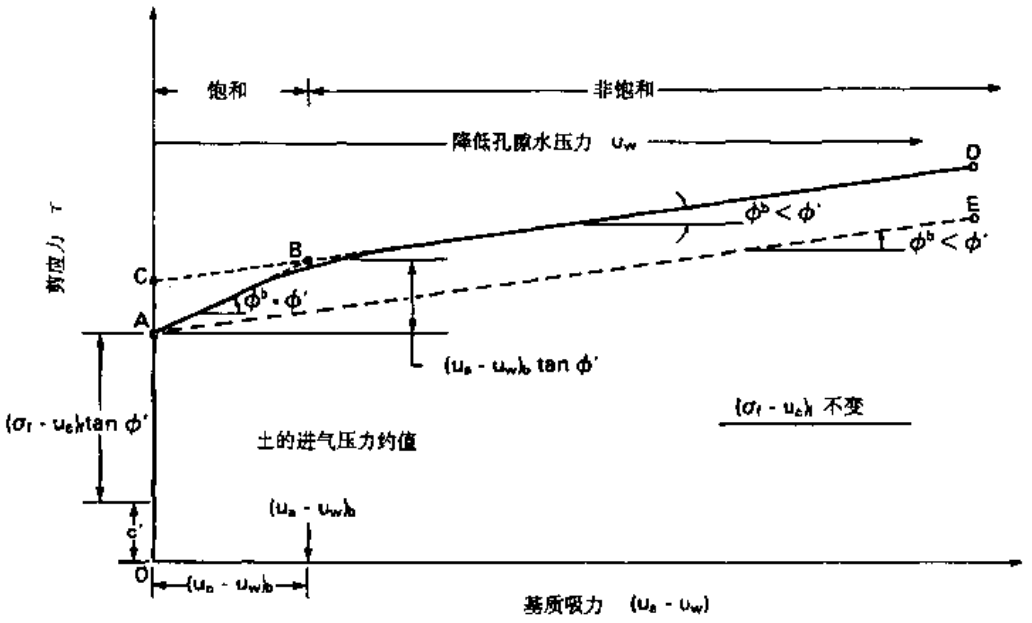


图 9.56　τ 与$(u_a - u_w)$面上破坏包线的非线性

现在在净法向应力$(\sigma - u_a)$保持常数的条件下使产生一正的基质吸力。试件在低基质吸力下仍为饱和的。这时候，孔隙水压力和总法向应力对抗剪强度的影响情况取决于摩擦角ϕ'。孔隙水压力和总法向应力两者都以同样的外部空气压力为依据，分别用应力状态变量$(u_a - u_w)$和$(\sigma - u_a)$表示。因此，抗剪强度随基质吸力的增加而增加的情况由ϕ'角所决定。剪应力与基质吸力曲线或包线的坡角ϕ^b等于ϕ'。只要土一直是饱和的，这一情况一直有效，并用图 9.56 中的 AB 线表示之。将ϕ'取代式（9.3）中的ϕ^b，则得饱和土的抗剪强度公式〔式（9.1））。因此，只要土是饱和的，即使孔隙水压力为负值，饱和土的抗剪强度公式（9.1）仍然适用（Aitchison 和 Donald，1956；Bishop，1961b）。

即使孔隙水压力是负的，孔隙水仍然可以充满土中全部孔隙体积。然而，基质吸力的不断增大，可能会从土中将孔隙水吸出。当基质吸力达到土的进气压力值$(u_a - u_w)_b$时，空气进入孔隙中，使土的饱和度降低。对于非饱和的情况来说，孔隙水压力是以与外部空气压力相同的孔隙气压力（即$(u_a - u_w)$）为依据的。总法向应力也同样以孔隙气压力为依据，并用应力状态变量$(\sigma - u_a)$表示。当饱和度小于 100 %，只有部分孔隙为水所充填。因此，基质吸力进一步增加所引起的抗剪强度增加，不如净法向应力的增加所引起的抗剪强度增加多。图 9.56 表明，当基质吸力增大到超过 B 点所相应的值，ϕ^b减小到低于ϕ'角。B 点所相应的基质

[1] 此句，或文字或符号有错—译注。

吸力与土试件的进气值$(u_a-u_w)_b$有关。因此，法向应力和孔隙水压力最好分别用应力状态变量$(\sigma-u_a)$和(u_a-u_w)来代表它们对非饱和土抗剪强度的影响，见式（9.3）。

土的进气值在很大程度上取决于土的颗粒级配。砂土等粗粒土与细粒粘性土相比，能在较低的基质吸力下进气和减低饱和度（见第 4 章）。因此，土的进气值与其孔隙尺寸有关，其关系可用土的水特性曲线来表示。砂土的进气值往往小于 101.3 kPa，而粘性土的进气值远大于 101.3 kPa。土的进气值还可能在一定程度上取决于周围压力。土的进气值可能近似等于图 9.56 中的非线性基质吸力破坏包线的转折点 B 所相应的值。已有的试验资料表明，在超过转折点 B 后，ϕ^b 值为一常数，如图 9.56 所示。也有些试验测得的基质吸力破坏包线并无非线性现象。

在解决实际问题时可采用若干种方法处理图9.56中包线的非线性（Fredlund等，1987）。常用的方法是将破坏包线分成两个线性部分。例如，图 9.56 中的破坏包线可用两条直线 $\overline{AB}$ 和 $\overline{BD}$ 来代表。当基质吸力小于 B 点所相应的值$(u_a-u_w)_b$时，破坏包线的坡角为ϕ'。$\overline{AB}$ 与纵座标轴相切于 A 点。当土的基质吸力大于$(u_a-u_w)_b$时，采用 $\overline{BD}$ 线代表破坏包线。ϕ^b 角将会小于ϕ'。$\overline{BD}$ 线与纵座标轴相切于 C 点。

另一简化处理包线非线性的方法是采用一条线性包线来代表。该线从基质吸力为零处的 A 点开始，其坡角ϕ^b小于ϕ'，如图 9.56 中的 $\overline{AE}$ 线。用 $\overline{AE}$ 破坏包线估算的抗剪强度是偏于保守的。

破坏包线也可分解成若干直线段，各段的ϕ^b 角和截距各不相同。只有当破坏包线为高度非线性时，这样做才有意义。每一包线段相应于规定的基质吸力范围。

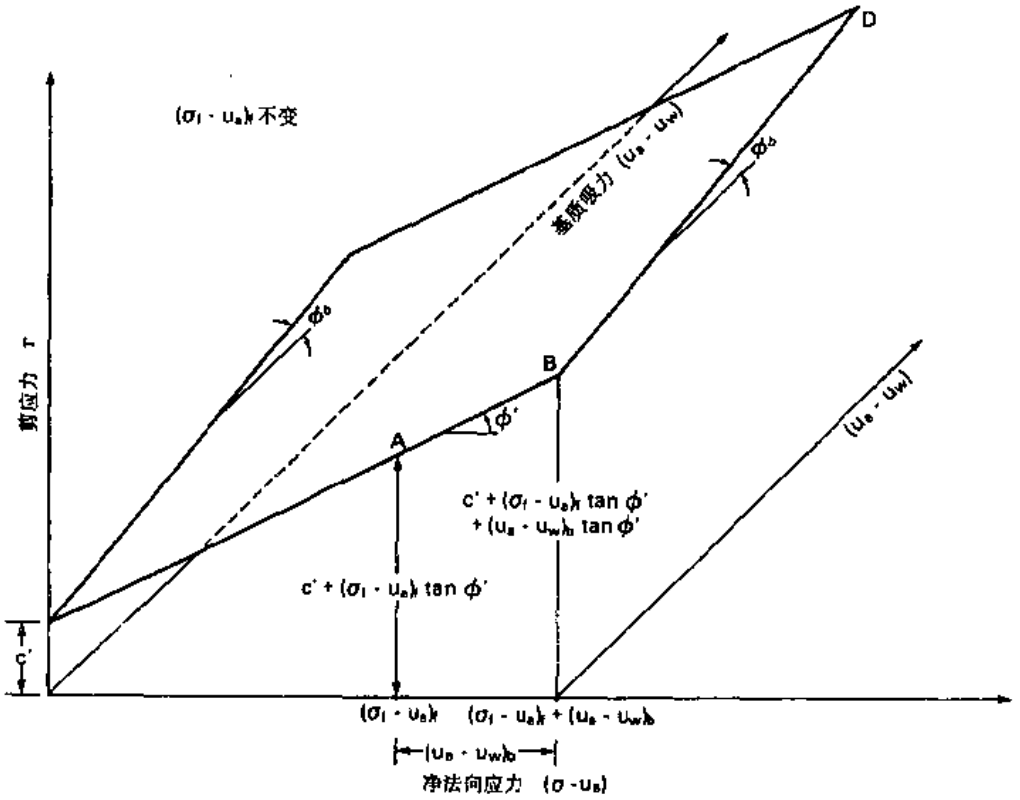


图 9.57 引伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线的线性化

利用图 9.57 中所示方法可将非线性破坏包线修改成线性破坏包线。前面已经指出，若基质吸力位于图 9.56 的 $\overline{AB}$ 线范围内，则基质吸力的增加和净法向应力的增加能引起相同的抗剪强度增加。换言之，它们的影响大小是相同的，取决于同一摩擦角 ϕ'。因此，可用 τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的 $\overline{AB}$ 线取代 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面上的 $\overline{AB}$ 线。如基质吸力超过土的进气值 $(u_a - u_w)_b$，则采用第 3 个座标轴 $(u_a - u_w)$，以便将法向应力和基质吸力对抗剪强度的不同的影响区别开来。具体做法是将图 9.56 中的 $\overline{BD}$ 线转移到抗剪强度-基质吸力平面上，如图 9.58 所示。换言之，如果从土的进气值 $(u_a - u_w)_b$ 开始，而不是从基质吸力为零点开始绘制基质吸力座标轴，那么非线性的破坏包线可变成线性的包线（图 9.57）。一般假定土在不同净周围压力下的进气值是相同的。

9.8　ϕ^b 与 χ 的关系

Bishop〔39〕建议的非饱和土抗剪强度公式如下：

$$\tau_{ff} = c' + \left\{(\sigma_f - u_a)_f + \chi(u_a - u_w)_f\right\} \tan\phi' \qquad (9.25)$$

式中

χ——与土的饱和度有关的参数。

假定式（9.3）算出的抗剪强度等于式（9.25）给出的抗剪强度，则可得出 $\tan\phi^b$ 与 χ 的关系：

$$(u_a - u_w)_f \tan\phi^b = \chi(u_a - u_w)_f \tan\phi' \qquad (9.26)$$

或

$$\chi = \frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'} \qquad (9.27)$$

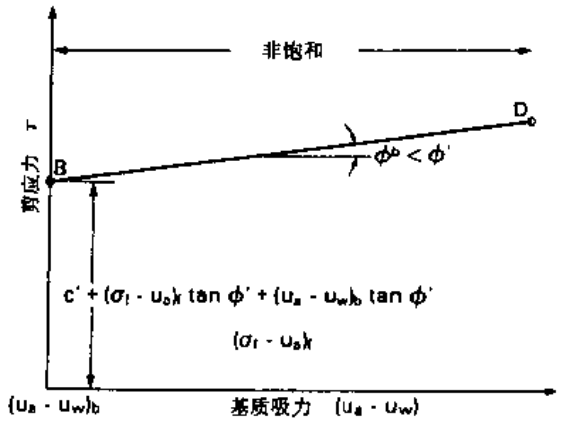


图 9.58　剪应力与基质吸力平面上破坏包线的线性化

用 ϕ^b 和用 χ 来表示抗剪强度的公式（式（9.3）和（9.25）），以图示方式表示在图 9.59 中，以资比较。在 ϕ^b 方法中，饱和土的破坏包线向上平移的距离 $\{(u_a - u_w)\tan\phi^b\}_f$（即图 9.59 点 A）就代表基质吸力所引起的强度增量。因此，非饱和土的破坏包面是饱和土破坏包线在第三维的延伸。另一方面，在 χ 方法中，饱和土和非饱和土采用了同一破坏包线，但假定基质吸力使净法向应力增加。而增加值仅为破坏时基质吸力的若干分之一〔$\chi(u_a - u_w)_f$〕。在 ϕ^b 法的破坏包线上的 A 点的抗剪强度相当于 χ 法的包线上的 A' 点的抗剪强度，如图 9.59 所示。

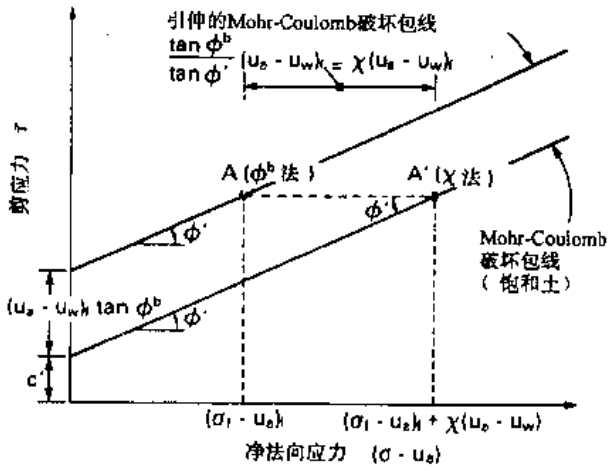


图 9.59　用 ϕ^b 和用 χ 表示的抗剪强度的方法之比较

通常认为参数 χ 与土的饱和度有关。遗

憾的是，χ值有时候是从不同含水量的压实土试件的抗剪强度试验中测得的。因为为了获得不同的初始基质吸力，采用了不同的初始压实含水量。然而，在不同含水量下压实土试件并不是“等同”的土。因此，在不同含水量下压实的土中测得的χ值基本上是从“互异”土中测得的。而式（9.27）所表示的ϕ^b与χ的关系只适用于初始状态“等同”的土，也就是在相同含水量下压实到相同干密度的土。至于在抗剪强度和体积变化中的参数χ值并不一定要求一样。式（9.27）所给出的关系式只适用于确定土的抗剪强度。从工程实际观点出发，宜用两个独立的应力状态变量$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$来同非饱和土的抗剪强度建立联系。

第 10 章　抗剪强度参数量测

要确定非饱和土的引伸的 Mohr-Coulomb 抗剪强度包面，要求知道 3 个抗剪强度参数，即 c'，ϕ' 和 ϕ^b，如第 9 章所述。这些参数可在试验室加以测定。

常规的三轴和直剪仪在用于进行非饱和土试验之前应加以改进 。要求改进的内容在本章的第一部分简要说明。参数 c' 和 ϕ' 可在饱和土试件中测定。 Bishop 和 Henkel （ 1962 ）和 Head （ 1986 ）已详细说明了饱和土的试验设备和技术，不拟在本书中重复。但需简要地介绍反压力技术，因为它与气、水混合物组成孔隙流体的非饱和土性状是有关系的。进行非饱和试件的试验是为了测定参数 ϕ^b 的。

本章的第二部分介绍用经过改进的三轴和直剪仪对非饱和土进行试验的步骤。分析整理试验成果时所进行的计算和必要的校正与饱和土相似。本章最后一节给出典型的试验成果，以及成果的解释。

10.1　测试特点

常规三轴和直剪仪用于进行非饱和土的试验前应加以改进。在改进仪器时必须考虑到与非饱和土有关的若干特点。由于土的孔隙中既有水又有气，致使其试验方法和技术比饱和土试验所要求者更为复杂。仪器的改进必须能满足分别量测或控制孔隙气压力和孔隙水压力的要求。此外，由于孔隙水压力经常是负值，因此可能导致量测系统中水的气化。

在第 9 章中讨论过非饱和土三轴试验中的一些理论概念。一般说来，不同的三轴试验方法是根据周围压力 σ_3 及主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ 作用下的排水条件而区分的。对不排水试验条件而言，孔隙流体（即孔隙气或孔隙水）是不允许外排的。在不排水加荷条件下产生的超孔隙气压力和孔隙水压力必须分别量测。

对于排水试验来说，允许孔隙气压力和孔隙水压力消散到事先规定的压力值。在排水试验过程中，可以量测由于孔隙流体的外排所引起的体积变化。常规三轴或直剪仪应改进到能够独立控制或量测孔隙气压力和孔隙水压力。

10.1.1　轴平移技术

轴平移技术是具有高基质吸力的非饱和土试验室试验的基本技术。非饱和土中的孔隙水压力 u_w 的量测和控制需采用细孔的陶瓷板（即高进气值陶瓷板）。

图 10.1 表明孔隙水压力与大气压力（即 $u_a = 0$ ）之差值的直接量测方法。试件放在饱和透水板上，将一 U 形管与板下面的空腔中的水连通。将 U 形管上下移动，直到水不再从试件中流进或流出。然而，这种直接量测方法是有局限性的。

与土相接触的透水板，其进气值必须大于土的基质吸力，如图 10.1 （ a ）所示。透水板的进气值就是空气开始进入饱和透水板时的基质吸力。此时，空气进入空腔中，因而不能再保持孔隙水与量测系统内水的连续性。于是，气泡开始进入量测系统。

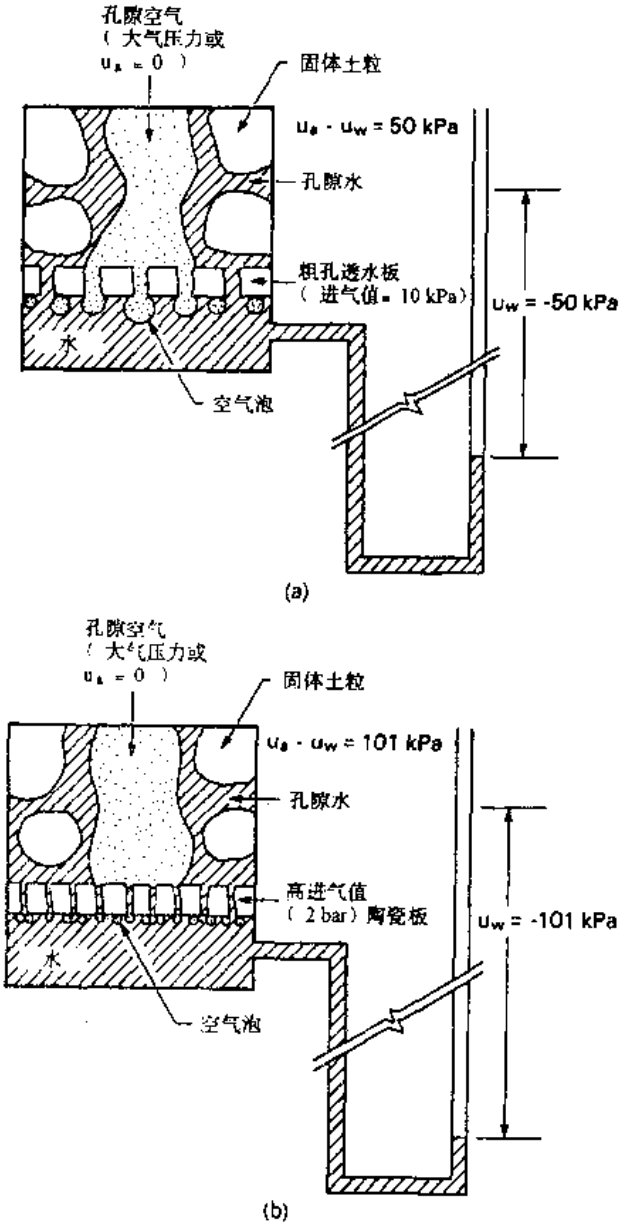


图 10.1 非饱和土试件中孔隙水压力的直接量测（不按比例尺绘图） （a）当超过透水板的进气值后，空气进入板内；（b）空气通过高进气值透水板发生扩散，并在量测系统内的水中出现气泡

直接量测中的另一局限性是，当压力表压力值接近负 1 个大气压力（即－ 101 kPa）时水会发生气化。例如当非饱和土试件的基质吸力为 101 kPa 时，量测试件中的孔隙水压力与大气压力（即 $u_a = 0$）的差值，如图 10.1（b）所示。这时候，所量得的孔隙水压力若以压力表压力计则为－ 101 kPa。采用进气值为 202 kPa 的饱和陶瓷板是合适的，因该进气值高于土的基质吸力（即 101 kPa）。然而，当透水板下面空腔中的水在压力表压力接近负 1 个大气压力时开始气化。于是，在透水板下面的空腔中集结了气泡，从而引起孔隙水压力量测的误差。孔隙水压力的直接量测方法只适用大于负 1 个大气压力的情况，不管透水板的进气值多大都是这样。限值－ 101 kPa 在量测孔隙水压力时总是适用的。

要克服非饱和土孔隙水压力的直接控制和量测中的这些困难或局限性，可采用轴平移技术。当非饱和土的基质吸力高时，该技术特别有用。在第 3 章中已说明了轴平移的概念。基本原理是将孔隙气压力和孔隙水压力两者都抬高到正值范围内。将孔隙气压力抬高就相当于人为抬高进行试验时的大气压力（Bishop 等，1960）。于是，负孔隙水压力也相应抬高同样的数值，并变为正值。这样，不管孔隙气压力抬高多少，土试件的基质吸力保持常数。采用的细孔陶瓷板的进气值应大于土的基质吸力，才能防止空气进入充水的空腔中。

图 10.2 表示轴平移技术在基质吸力为 101 kPa 的土试件上的应用。通过一进气值为 202 kPa 的饱和陶瓷板量测孔隙水压力。直接在试件上施加 202 kPa 的空气压力，从而抬高孔隙气（和孔隙水）压力。在此例中，孔隙气压力 u_a 抬高 202 kPa，并使孔隙水压力抬高同样数量。于是，孔隙水压力 u_w 变成正 101 kPa，而且在量测系统中水的气化也不成问题。由于孔隙水和量测系统中水是连续的，因此现在可以量测孔隙水压力。在整个轴平移过程中，土的基质吸力一直保持常数 101 kPa（图 10.2（a））。然而，作为基准压力的孔隙气压力从 0 抬高或平移到 202 kPa。

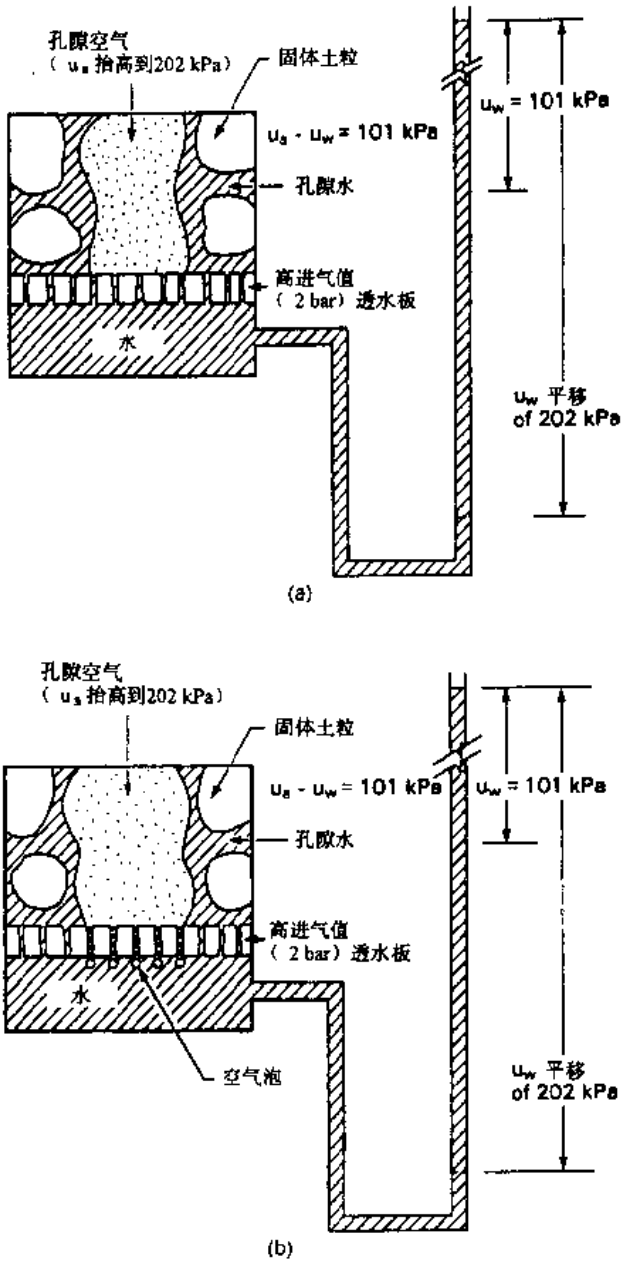


图 10.2　采用轴平移技术在非饱和土试件中量测孔隙水压力（不按比例尺绘图）（a）轴平移 202 kPa[1]（b）　空气通过高进气值陶瓷板面扩散

采用轴平移技术进行长时期的试验并不能保证水压力量测系统中一直没有气泡。由于土的渗透系数低，因此非饱和土的试验往往要求延续很长时间。在此期间，孔隙空气会通过高进气值陶瓷板中的水而扩散，并以气泡状态出现在陶瓷板之下（见第 2 章和 6 章）。利用装在量测系统中的扩散空气体积指示器（DAVI），可量测扩散空气的体积，并将它冲洗掉（第 6 章）。排水试验中量测到的水体积变化必须减去扩散空气体积。在不排水试验中，则无法对空气扩散所引起的压力变化进行校正。

[1] 原文误为 101 kPa——译注。

Bishop 和 Blight （ 1963 ）首先在非饱和土抗剪强度的量测中采用轴平移技术。图 10.3 为压实的 Selset 粘土试件的“无侧限三轴”试验应用此技术的试验成果。所谓无侧限三轴试验是常含水量试验的一个特例，在该试验中的净周围压力$(\sigma_3 - u_a)$值保持零。在试验中施加一四周相等的空气压力σ_3，该压力等于孔隙气压力u_a。然而，四周相等的空气压力是逐级变化的，如图 10.3 （ a ）所示。为了使整个试件中的孔隙气压力均等起来，每一级空气压力是逐渐增加的。在整个试验过程中量测了孔隙水压力。量测成果表明，孔隙水压力也是逐级变化的〔图 10.3 （ a ）〕。试验成果还表明，不管在试验过程中主轴如何逐级平移，主应力和基质吸力与轴向应变的关系曲线却是不受影响的〔图 10.3 （ b ）〕。 也就是基准轴的平移并不影响抗剪强度试验成果。

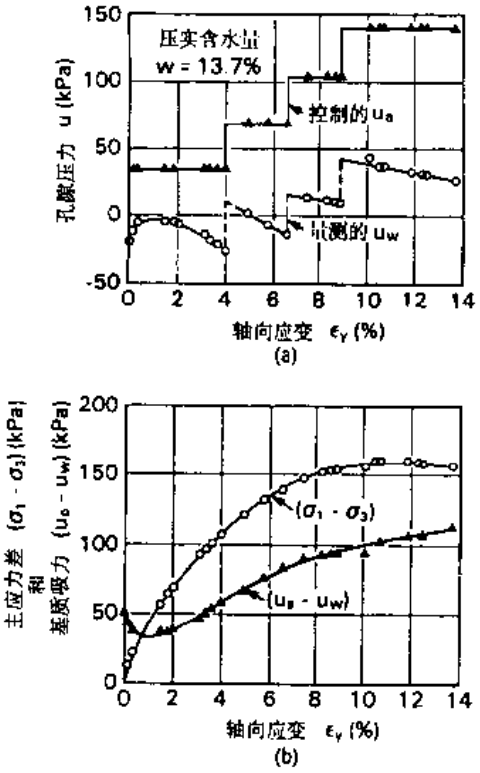


图 10.3 压实的 Selset 粘土试件在不同孔隙气压力下的“无侧限三轴”试验
（a） 孔隙压力与轴向应变曲线；
（b） 主应力差和基质吸力与轴向应变曲线（引自 Bishop 和 Blight， 1963 ）

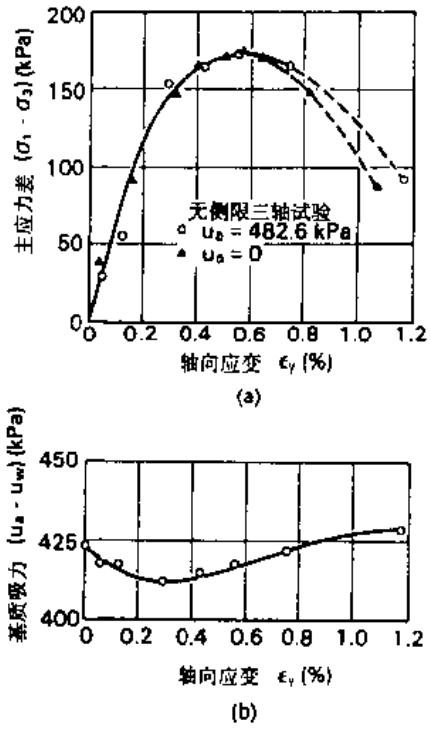


图 10.4 压实的 Talybont 粘土的“无侧限三轴”试验 （ a ）主轴平移和不平移条件下测得的主应力差与轴向应变曲线；（ b ）主轴平移条件下测得的基质吸力与轴向应变曲线（引自 Bishop 和 Blight， 1963 ）

图 10.4 同样说明轴平移对测得的土的抗剪强度的影响。 Bishop 和 Blight （ 1963 ）曾用压实的 Talybont 粘土进行了两个无侧限三轴试验。在第一个试验中采用轴平移技术，将孔隙气压力抬高到 483 kPa，并量测孔隙水压力。孔隙水压力约为 69 kPa，这意味着试验过程中的基质吸力约为 414 kPa 〔图 10.4 （ b ）〕。第二个试验在大气压力（即 $u_a = 0$ ）下进行。两个试验所测得的应力-应变曲线在出现最大主应力差以前的部分是完全相同的，但在峰值强度以后的曲线却略有差别。也就是说，量测到的抗剪强度不受轴平移的影响。此试验成果还

倾向于说明，土中的水有能力承受高张力而不发生破坏，虽然在孔隙水压力量测系统中的水最大只能承受－100 kPa 的张力。因为两个试验土的基质吸力为 414 kPa，第二个试验，孔隙水压力应为－414 kPa，或绝对压力－313 kPa。

10.1.2　孔隙水压力的控制和量测

在固结排水试验中的孔隙水压力控制在事先规定的数值。在常含水量试验或固结不排水试验中，通常都量测孔隙水压力。控制和量测孔隙水压力的关键部件都是高进气值陶瓷板。高进气值陶瓷板犹如将水相和气相隔离开的半透水膜。只有当陶瓷板的进气值大于土的基质吸力时，才能成功地将水相和气相隔离开。陶瓷板的进气值取决于陶瓷板的最大孔隙尺寸。利用 Kelvin 公式可以计算出最大孔隙尺寸：

$$\left(u_a - u_w\right)_d = \frac{2T_s}{R_s} \qquad (10.1)$$

式中

$\left(u_a - u_w\right)_d$——高进气值陶瓷板的进气值；

T_s——水-气弯液面的表面张力（在 20 ℃下，它等于 72.25 mN / m）；

R_s——弯液面的曲率半径或孔隙的半径。

式（10.1）的进气值是指自由空气通过高进气值陶瓷板前，陶瓷板所能承受的最大基质吸力。最大基质吸力与弯液面的最小曲率半径 R_s 有关，在进气时，R_s 等于陶瓷板中最大孔隙的半径。因此，透水陶瓷板的进气值取决于陶瓷板的孔隙尺寸。而孔隙尺寸又取决于陶瓷板制造过程中采用的制备和烧结工艺。陶瓷板的孔隙尺寸愈小，则进气值愈大（见图 10.1）。表 10.1 中列出了伦敦帝国学院在研究非饱和土时采用的若干种高进气值陶瓷板，以及它们的进气值。图 10.5 示出了由表 10.1 给出的三块陶瓷板的进气特性。该图示出了空气开始通过陶瓷板时的基质吸力值。这就是陶瓷板的进气值。

帝国学院采用的高进气值陶瓷板（引自 Blight，1961）　　表 10.1

类别	孔隙率 n（%）	渗透系数 k_d（m / s）	进气值 $\left(u_a - u_w\right)_d$（kPa）
Doulton P6A 型	23	2.1×10^{-9}	152
Aerox "Celloton" VI型	46	2.9×10^{-8}	214
高岭土泥浆固结后烧结而成	45	6.2×10^{-10}	317
高岭土粉末压紧后烧结而成	39	4.5×10^{-10}	524

表 10.2　列出了加利福尼亚州 Santa Barbara 的 Soil moisture 仪器公司制造的高进气值陶瓷板的性质。这些陶瓷板是以进气值（巴）为型号的。1 巴等于 100 kPa。要量测透水板对水的渗透系数，可将陶瓷板装在三轴仪中，并在板上注水。但必须将板的侧面密封，以防止水沿着板的周边通过。然后在水面上施加空气压力，在高进气值陶瓷板中产生梯度。利用水体积变化指示器量测流过陶瓷板的水体积。在本章稍后部分将介绍仪器的细节。将流出的水体积与经过时间点绘，如图 10.6 所示，得一直线。这表明，通过陶瓷板的水是稳态水渗流情况。排出的水体积除以陶瓷板的断面积和经历时间，得陶瓷板的渗透系数。一般说来，陶瓷板的

渗透系数随进气值的增大而减小。

Soil moisture 仪器公司制造的高进气值陶瓷板 表 10.2

类别	大致的孔隙直径 ($\times 10^{-3}$mm)	渗透系数 k_d (m/s)	进气值范围 $(u_a - u_w)_d$ (kPa)
1/2 bar (高透水性)	6.0	3.11×10^{-7}	48 — 62
1 bar	2.1	3.46×10^{-9}	138 — 207
1 bar (高透水性)	2.5	8.6×10^{-8}	131 — 193
2 bar	1.2	1.73×10^{-9}	241 — 310
3 bar	0.8	1.73×10^{-9}	317 — 483
5 bar	0.5	1.21×10^{-9}	>550
15 bar	0.16	2.59×10^{-11}	>1520

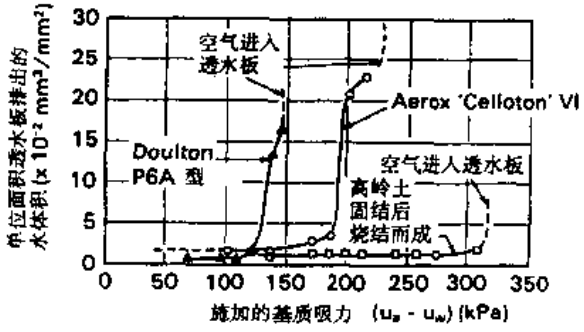


图 10.5 三块高进气值陶瓷板的进气特性
(引自 Bishop 和 Henkel, 1962)

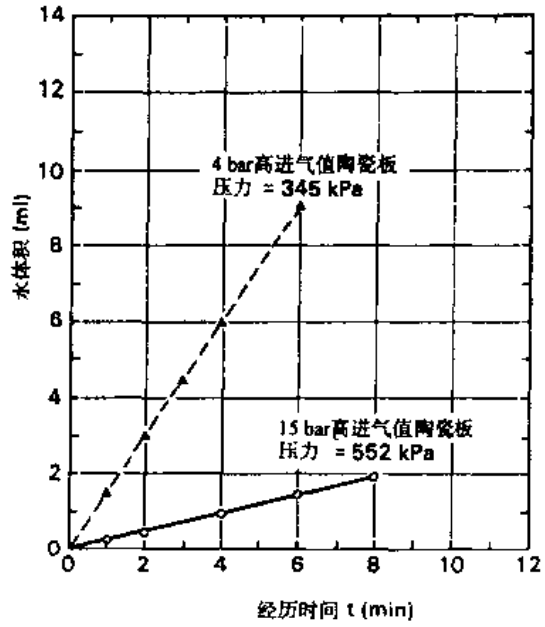


图 10.6 通过高进气值陶瓷板的稳态水渗流

非饱和土试验中高进气值陶瓷板的选择主要应视试验期间可能出现的最大基质吸力而定。首先应考虑试件的初始基质吸力(对常含水量或不排水试验而言),初始基质吸力可量测或估算(第 4 章)。其次,在固结排水试验中行将作用在试件上的预期所需基质吸力范围不应超过选定的进气值。第三,应考虑到不排水试验中试件中的基质吸力可能增加多少。

高进气值陶瓷板的渗透系数及其厚度会影响高进气值陶瓷板上下孔隙水压力达到平衡所需时间。当确定剪切前所需固结时间和试件剪切所需时间时,渗透系数及板厚的资料是很重要的(第 9 章)。对于给定的高进气值来说,陶瓷板的渗透系数(即尽可能大的孔隙尺寸)希望尽可能大。这可保证在不排水试验中的孔隙水压力尽快均等化。这还能在排水试验中尽量减少对孔隙水外排的阻碍。

采用薄的高进气值陶瓷板也能减少试件内外孔隙压力均等所需时间。然而,陶瓷板愈薄,则空气扩散到陶瓷板下面的容水空腔中的距离愈短。换言之,采用薄陶瓷板导致空腔中集结较多扩散空气。薄的陶瓷板还可能易于破碎,特别是,没有注意到保证在陶瓷板下面空腔中施加水压力之前在试件上施加总应力和孔隙气压力时更是如此。如在卸除陶瓷板顶面上的压

力时在陶瓷板下面有水压力，则会产生向上的弯矩，并使陶瓷板开裂。试验表明，作用在 3.2 mm 厚（直径 63.5 mm ）的板下的向上压力约大于 70 kPa 时，能使陶瓷板破裂（ Fredlund，1973 ）。这些裂缝可能不为肉眼所察觉，但在陶瓷板的进气试验或渗透试验中却很明显。 6.4 mm 厚的陶瓷板能承受较高的向上压力，但一旦受到大于 70 kPa 的压力后，应检查有无裂缝。

图 10.7 表明高进气值透水板在三轴受压室底座中的安装情况。常规三轴受压室的底座需加以改进，需加设孔隙气压力通道及阀门 C，设置高进气值陶瓷板，并在板的下面留一刻有槽子的容水空腔。容水空腔中的槽子是供冲刷由于空气扩散而集积在空腔中的气泡用的。应该用涂在高进气值陶瓷板周边上的环氧树脂将板仔细胶封在试件座上。板与底座之间的密封应保证空气不致进入空腔中。

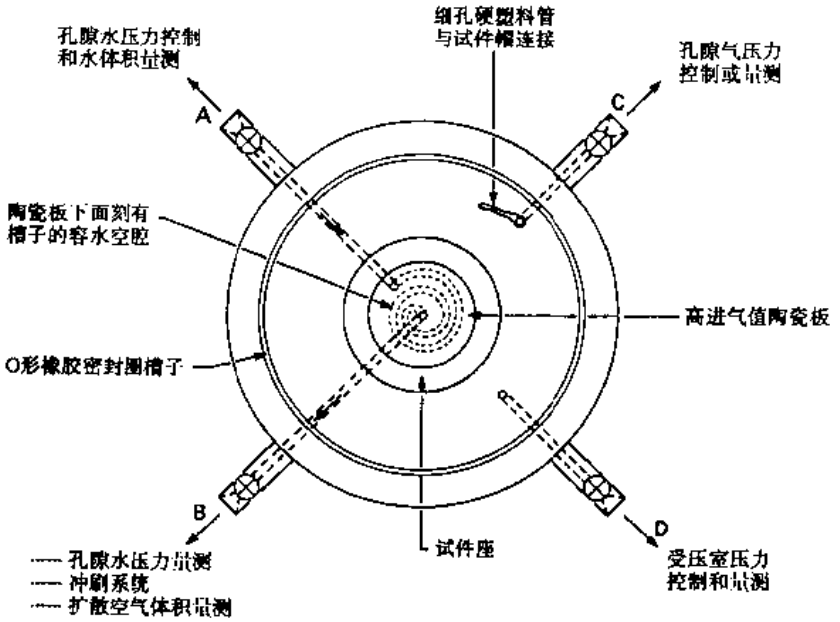


图 10.7　供非饱和土试验用的三轴受压室底座 （a）开设有出水口的底座平面图；（b）装有高进气值陶瓷板的底座剖面图

图 10.7 所示底座上的阀门 *A* 是用来控制孔隙水压力或量测排水剪试验期间的水体积变化。阀门 *A* 可以与双管式体积变化指示器连通（Bishop 和 Donald， 1961； Bishop 和 Henkel，1962； Head， 1986 ）。底座上的阀门 *B* 用于量测不排水剪试验期间的孔隙水压力。它也能用来量测排水试验期间事先规定的孔隙水压力。利用零位指示器（ Bishop 和 Henkel， 1962 ）或压力传感器都可量测孔隙水压力。现在最常见的是用压力传感器量测孔隙水压力。

阀门 B 与扩散空气体积指示器连接，它用于量测集结在高进气值陶瓷板下面的扩散空气。阀门 C 与孔隙气压力控制或量测系统连通。通过阀门 D 控制受压室压力。

图 10.8 为直剪盒底座中高进气值陶瓷板的安装示意图。排水直剪试验是在孔隙气压力和孔隙水压力都得到控制的条件下进行的。高进气值陶瓷板下面的容水空腔与量测系统之间用钢管连接。在将试件安放在高进气值陶瓷板上面之前，必须先将板饱和。

不宜采用将陶瓷板和底座煮沸的方法来达到饱和目的。由于环氧树脂和细孔陶瓷板的导热性质不同，因此，煮沸可能会在两者之间产生细小裂缝。最好的饱和办法是先令水通过高进气值陶瓷板，并将空气溶入水中后带走。陶瓷板一旦饱和，只要它一直与水接触，则它一直会维持饱和。但是对新安装的陶瓷板，保证其初次饱和应加以注意。

高进气值陶瓷板的饱和方法

Fredlund（1973）建议按如下方法对高进气值陶瓷板进行饱和。将一金属环套在试件座周围，并在环内注入无空气水，水面约高于陶瓷板表面 25 mm。将三轴受压室或直剪盒的外罩安装好，在水面上施加约 600 kPa 的空气压力，令水通过陶瓷板历时约 1 小时。

定时将集结在陶瓷板下面的空气冲洗掉，然后将空腔与量测系统之间的阀门关闭。这时候，在陶瓷板上面、下面以及板中的水所承受的全等于施加的空气压力。在该压力下持续约 1 小时，在此期间，板中的空气溶解于水。再打开容水空腔的阀门约 10 min，令陶瓷板中的水流入空腔中。然后再将陶瓷板下面的气泡冲刷掉。重复上述步骤约 6 次后可使陶瓷板达到饱和。饱和后的陶瓷板顶面应有积水，直到试件准备放在陶瓷板上。上述方法与 Bishop 和 Henkel（1962）用来使陶瓷板饱和的方法相类似。

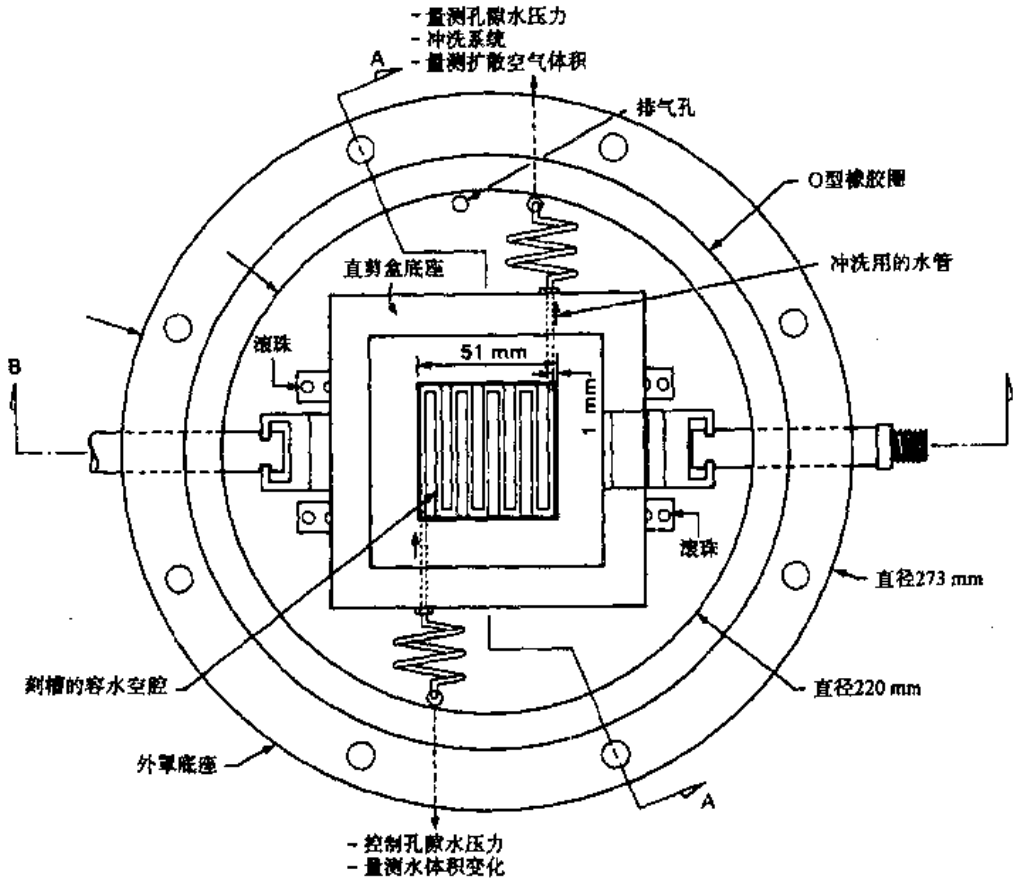
如果在饱和过程中量测通过陶瓷板的水体积，则可测得它的渗透系数。在确定孔隙压力量测系统的柔量和鉴定陶瓷板有无裂缝时，都需知道板的渗透系数。

10.1.3 高进气值陶瓷板下面的压力反应

了解孔隙水压力量测系统的机理至关重要。孔隙水压力量测的反应，受诸多因素影响（如时间滞后）。有许多研究人员（如 Whitman 等，1961；Gibson，1963）企图将量测系统的柔性（即柔量）引入孔隙压力量测的分析。所做的研究主要是针对固结试验中试件底面的孔隙压力量测进行的。

压力量测系统的柔性可说明量测系统对外加压力的反应快慢。高度柔性的压力量测系统的反应慢。量测系统的柔性取决于空腔的压缩性和量测系统内流体的压缩性。其中，量测系统中的流体（空气-水混合物）的压缩性在很大程度上控制量测系统的反应（Fredlund 和 Morgenstern，1973）。量测系统的柔性会因系统中空气含量的增加而明显增大。

Whitman 等（1961）利用电模拟来仿真孔隙压力量测系统的柔性。Gibson（1963）从理论上研究了粘土层底面孔隙压力量测系统在开启和关闭时的时间滞后。时间滞后与土的渗透系数、压缩性和量测系统的柔性有关。这些因素集合在一起用刚度比表示。研究表明（Perloff 等，1965；Northey 和 Thomas，1965；Christie，1965），刚度比会影响单向固结试件中的孔隙水压力分布。曾以柔量理论验证试验室试验成果，但并不太满意。在量测系统柔性的上述诸研究中，假定量测系统中流体的压缩性和量测系统各部件的膨胀性全是线性的。



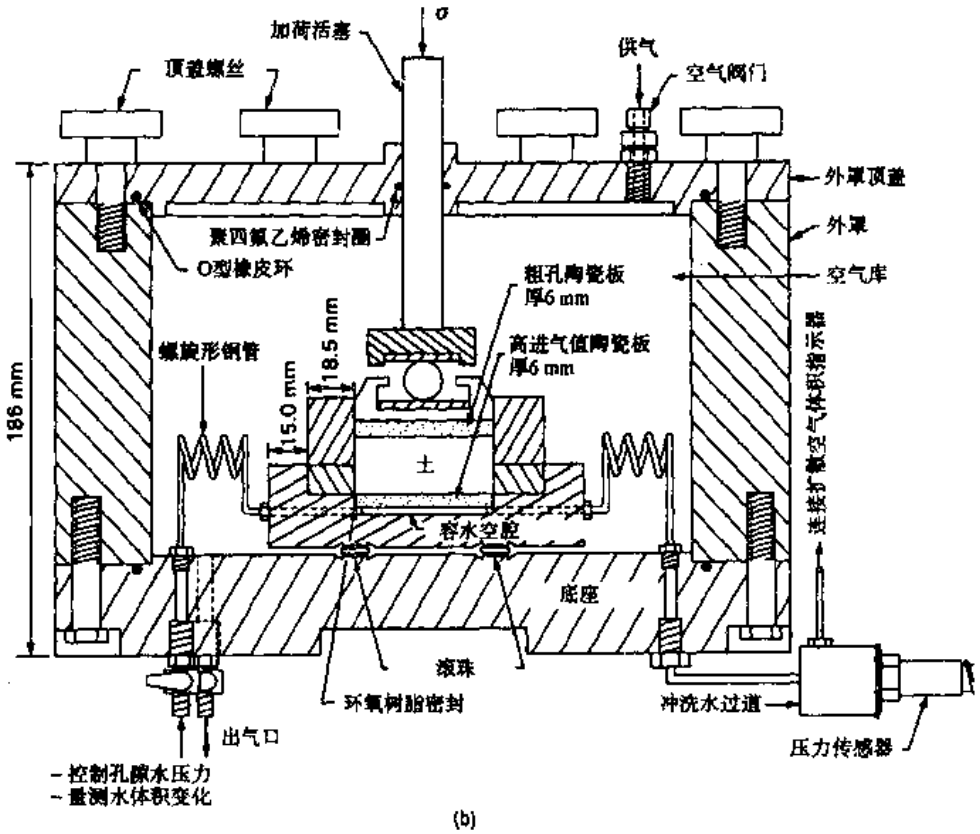


图 10.8　供非饱和土试验用的并经过改进的直剪设备 （a）直剪盒外面的压力罩平面图；（b）直剪盒和外罩的 A － A 剖面图（引自 Gan， 1986）

Fredlund 和 Morgenstern （1973）介绍了描述高进气值陶瓷板下面孔隙水压力反应的理论模型。该模型用来说明图 10.9 的三轴仪高进气值陶瓷板下面的压力传感器的反应特性。设向三轴受压室中的水施加一受压室压力 u_c。底座中的一个阀门从一开始就是开启的，以保证陶瓷板下面空腔中的压力为大气压力。在陶瓷板中建立水力梯度，令水流经陶瓷板进入空腔。待形成稳态渗流后，将阀门关闭。继后水流使空腔中的空气-水混合物压缩（图 10.9（a）），从而使空腔中的实测流体压力升高。陶瓷板中的水力梯度随着空腔中压力的增加而减小，于是，流到空腔的水也减小。直到空腔中的压力等于受压室中的水压力 u_c，才建立平衡，如图 10.9（b）所示。

在压力均等化过程中，水从高进气值陶瓷板的上面流到板的下面。换言之，水从受压室流经陶瓷板到达空腔中。空腔的体积变化是由于空腔的膨胀和空腔中的空气-水混合物的压缩所致。前一因素取决于量测系统各部件的刚度，陶瓷板的厚度和安装方法，以及压力传感器薄膜的挠曲。所有这些因素都会使空腔的体积在压力下有所增加。此体积变化连同空腔中空气-水混合物的压缩量等于压力均等化过程中流入空腔的水体积。

利用 Darcy 定律可以算得流入空腔的水体积。当空腔中的压力增加时，水力梯度随之变化。因此，水的流入速度随时间而变。在某特定时段中流入空腔的水体积可用下式表示：

$$\Delta V_w = k_d i_{ave} A_d \left(t_j - t_i\right) \qquad (10.2)$$

式中

ΔV_w——在某特定时段中流入空腔的水体积；

k_d——高进气值陶瓷板的渗透系数；

i_{ave}——在该特定时段内的平均水力梯度；

A_d——高进气值陶瓷板的断面积；

t_j——时段的终了时间；

t_i——时段的开始时间。

在取得受压室压力 u_c，时段开始和终了时量得的传感器压力 u_i 和 u_j 后，可按下式算得平均水力梯度 i_{ave}：

$$i_{ave} = \frac{1}{\rho_w g}\left\{\frac{\dfrac{\left(u_c - u_i\right)}{L_d} + \dfrac{\left(u_c - u_j\right)}{L_d}}{2}\right\} \qquad (10.3)$$

式中

u_c——三轴受压室中的压力；

ρ_w——水的密度；

g——重力加速度；

u_i——在时间 t_i 时空腔中的压力；

u_j——在时间 t_j 时空腔中的压力；

L_d——高进气值陶瓷板的厚度。

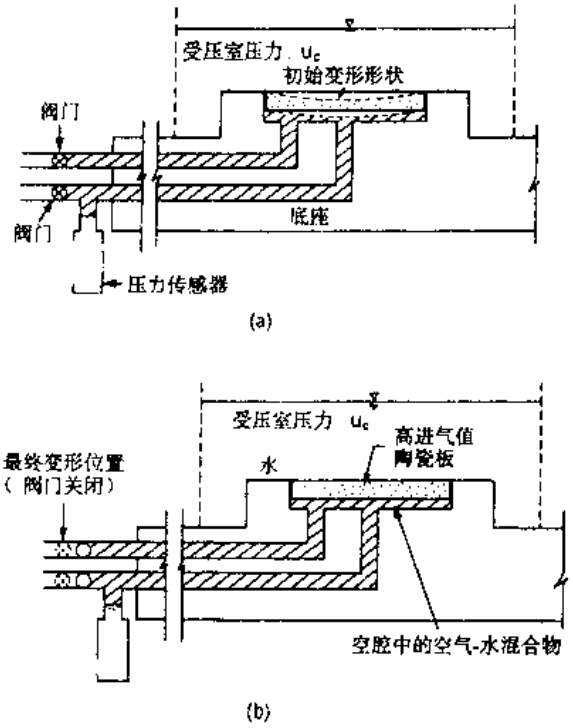


图 10.9　三轴受压室中孔隙水压力量测系统的特性
（a）底座阀门刚关闭后；（b）压力量测系统处于平衡状态

将式（10.3）代入式（10.2），得：

$$\Delta V_w = \frac{k_d A_d}{\rho_w g L_d}\left\{u_c - \frac{\left(u_i + u_j\right)}{2}\right\}\left(t_j - t_i\right) \qquad (10.4)$$

空腔的体积变化也就是空腔中空气-水混合物的压缩量与空腔膨胀量之和。后者与前者相比，假定可以忽略不计。开始时，空腔中充满了气、水混合物，当水通过高进气值陶瓷板流入空腔时，混合物为之压缩。利用空气-水混合物的压缩性，时段的开始和终了量得的传感器压力，可按下式算得空腔的体积变化：

$$\Delta V_w = C_{aw} V_c \left(u_j - u_i\right) \qquad (10.5)$$

式中

C_{aw}——空气-水混合物的压缩性；

V_c——空腔的体积。

式（10.5）中的空腔体积 V_c 基本上是常数。空气-水混合物的压缩性是不断改变的。此外，假定空腔中流体内的空气不再逸出，还假定在压力均等所需的时间内不足以使自由空气溶解于水。换言之，体积变化是由于自由空气的压缩所致。若扩散系数为 $2.0 \times 10^{-9}\,m^2/s$，而经历时间少于 10 min，则计算结果表明上述假定是合理的。此外，假定空腔中的空气和水的压力相同。在空腔中的空气-水混合物的压缩性可用下式表示（第 8 章）：

$$C_{aw} = SC_w + (1 - S)/\bar{u}_a \qquad (10.6)$$

式中

S——空腔的饱和度；

C_w——水的压缩性；

$\bar{u}_a$——空腔的空气压力，以绝对压力计。

式（10.6）中的空气压力是时段开始和终了时量得的绝对压力平均值$\left(\bar{u}_i+\bar{u}_j\right)/2$。根据式（10.6）可以绘出空腔内不同初始空气体积百分数的空气-水混合物压缩性的理论曲线，如图 10.10 所示。在绘制这些曲线时，假定初始压力等于大气压力，并假定流体的压缩发生在 20 ℃等温条件下。

根据式（10.6）可算得不同初始空气体积百分数下的空气-水混合物的压缩性。在外加压力增量下，空气体积因空气压力的增加而减少。以施加压力增量后的空气压力和饱和度代入式（10.6），可算出新的压缩性。重复上述计算，直到达到要求的最大空气压力。

Fredlund 和 Morgenstern（1973）曾通过试验研究了空腔中空气-水混合物的压缩性（式（10.6））。在两个试验中改变作用在空腔中的压力，并量测所引起的体积变化。以各级压力增量下测得的体积变化代入式（10.5），算出空气-水混合物的压缩性。试验成果与式（10.6）算出的诸理论曲线的形状紧密吻合。根据实验成果曲线的位置可确定空腔中的起始空气百分数。

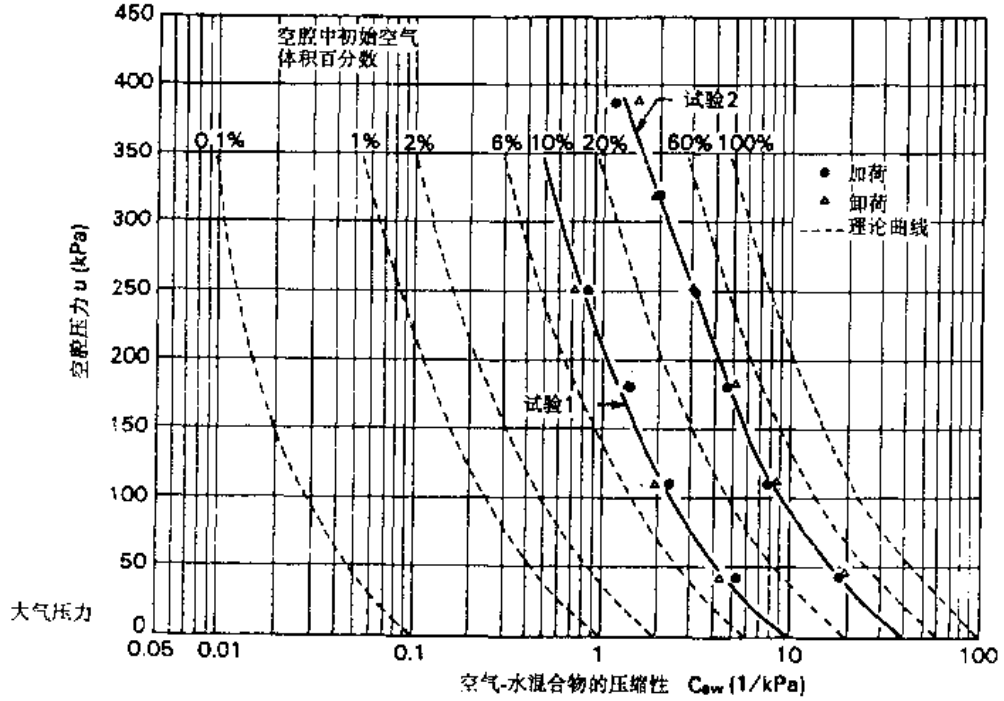


图 10.10 空腔中空气-水混合物压缩性的实测和计算值

令空腔的体积变化（式（10.5））等于流入空腔的水体积（式（10.4）），则得高进气值陶瓷板下面压力传感器的理论感应时间：

$$\left(t_j-t_i\right)=\frac{C_{aw}C_f\left(u_j-u_i\right)}{\left\{u_c-\dfrac{\left(u_i+u_j\right)}{2}\right\}} \qquad (10.7)$$

式中

C_f——量测系统的柔量因素（即 $\rho_w g V_c L_d / (k_d A_d)$）。

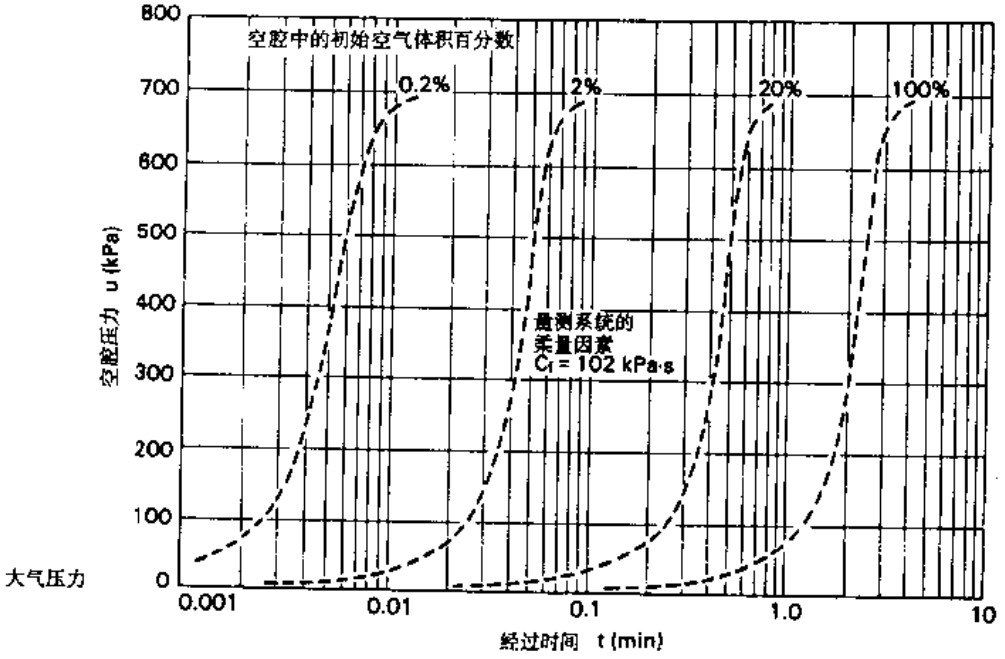


图 10.11　空腔中各种初始空气百分数下的压力反应曲线

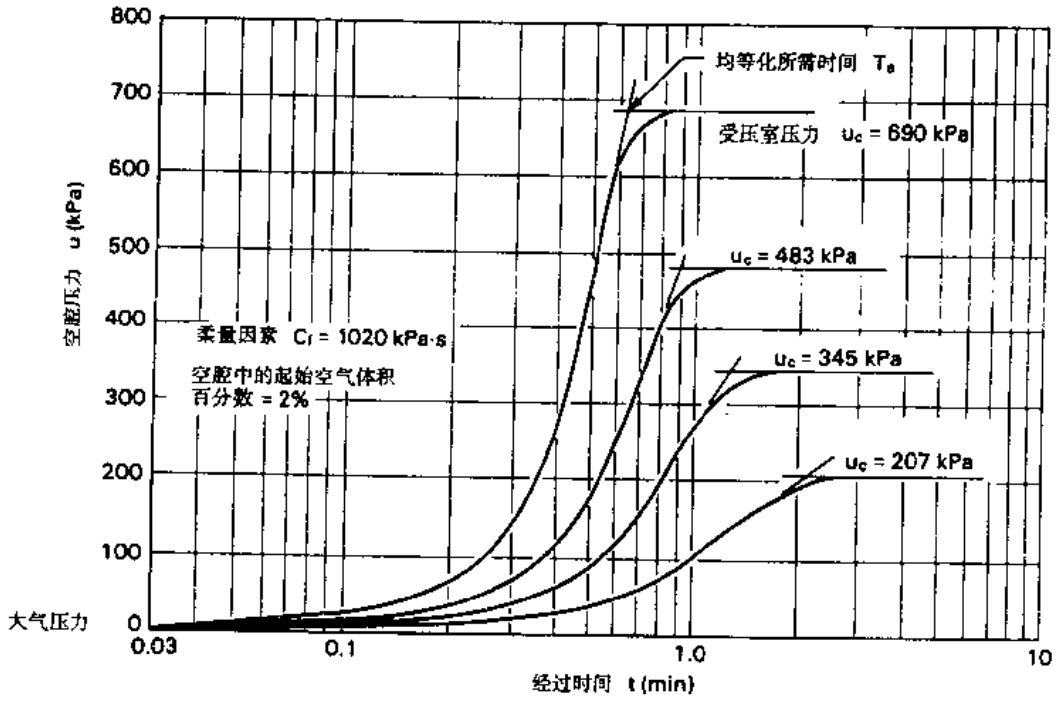


图 10.12　不同受压室压力下的压力反应曲线

柔量因素 C_f 中包含空腔体积 V_c，高进气值陶瓷板的尺寸 L_d 和 A_d，以及陶瓷板的渗透性 k_d。图 10.11 表示了柔量因素 C_f 为 102 kPa · s 的量测系统的压力反应曲线。这些曲线相应于四种空腔初始空气体积百分数。将空腔压力从初始的大气压力逐级增加到受压室压力 u_c 等于 690 kPa，用式（10.7）算出反应时间。计算成果显示出反应曲线随着初始空气体积增加而平

移。换言之，量测系统的反应时间随着初始空气体积的增加而增加。曾对柔量因素为 1020 kPa · s 和初始空气体积为 2 %的量测系统研究改变受压室压力 u_c 对它的影响（图 10.12 ）。随着受压室压力的减低，反应曲线的最陡段的坡度变缓，而且压力均等化所需的时间增加。

理论反应曲线有两个变量。一为半对数反应曲线直线段的坡度；另一为直线段的延长线与 100 %反应的水平线（即图 10.12 中的均等化所需时间 T_c ）的交点。该交点代表反应曲线随受压室压力的变化而沿侧向移动情况。

均等化所需时间取决于空腔中的初始空气体积，量测系统的柔量因素和受压室压力。图 10.13 为 690 kPa 的受压室压力下的均等化所需时间与柔量因素之间的双对数曲线。它们是代表不同初始空气含量的直线。从图中可见，均等化所需时间随着量测系统的柔量因素和初始空气含量的增加而增加。

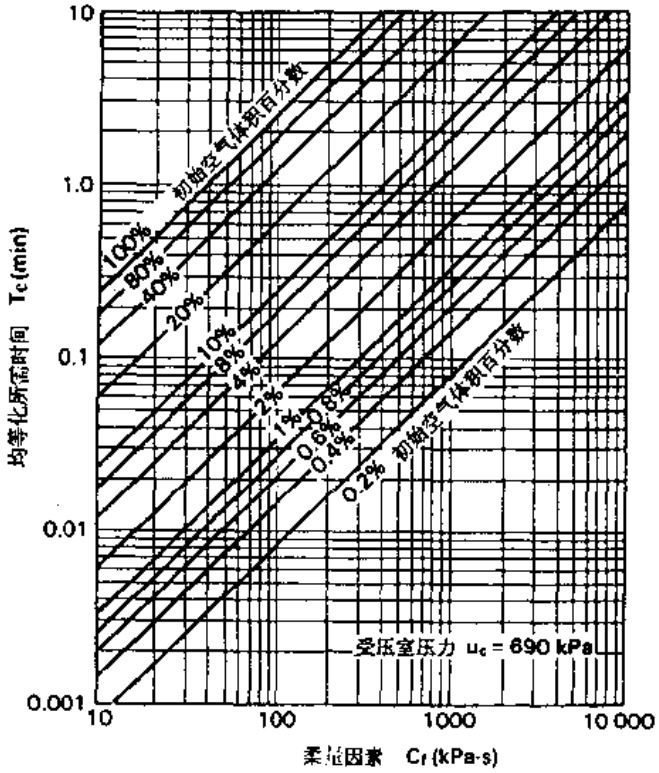


图 10.13 在 690 kPa 受压室压力下达压力均等化所需的时间

典型的试验资料表示在图 10.14 中。在该试验中，在高进气值陶瓷板上面的水上施加压力，量测陶瓷板下面压力升高的情况，如图 10.9 所示。试验资料与理论特性曲线紧密吻合。利用此试验资料（即式 10.7 ），可以算出量测系统中空气-水混合物的压缩性。在计算中需先算出柔量因素 C_f，而 C_f 的计算需先量得空腔的体积和透水板的尺寸。按上述方法算得的空气-水混合物的压缩性资料表示在图 10.15 中，图中还表示了式（ 10.6 ）算出的理论压缩性曲线。从图中可见，在反应度约为 80 %以下，实验曲线的形状与理论曲线形状是相同的。在 80 %处的实验曲线开始弯向右方，表示压缩性有所增加。其原因可能是空气随着时间的增长而溶解于水中。此外，在压力均等化的后期，空腔各部件（如 O 形胶圈和阀门）的膨胀所引起的体变可能并不小。

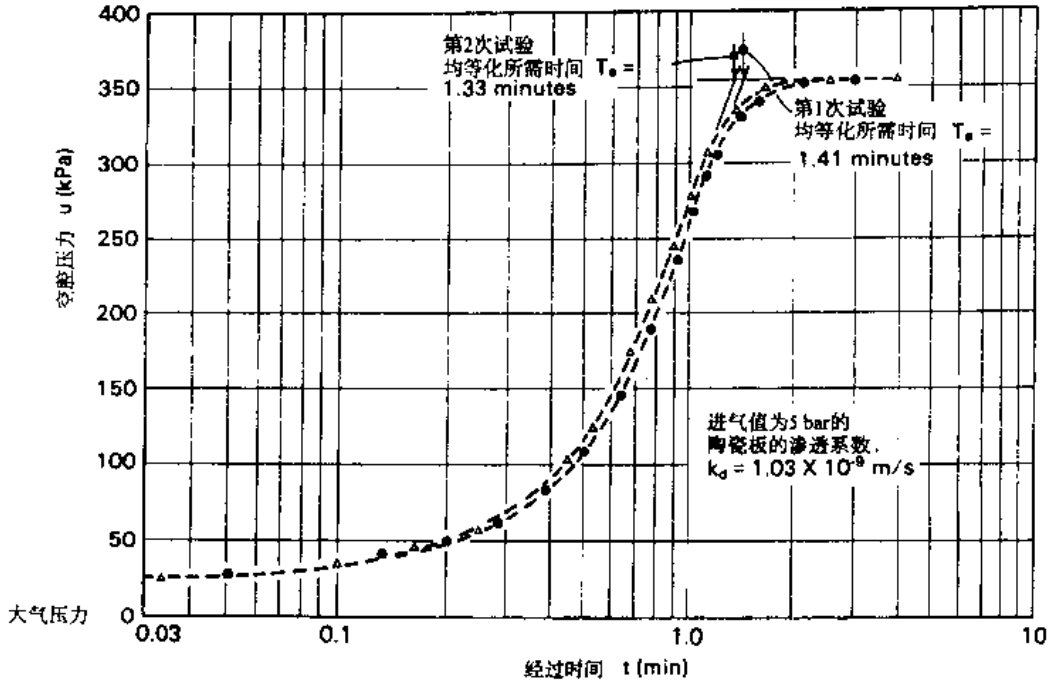


图 10.14　高进气值陶瓷板下面量测系统中的孔隙水压力反应

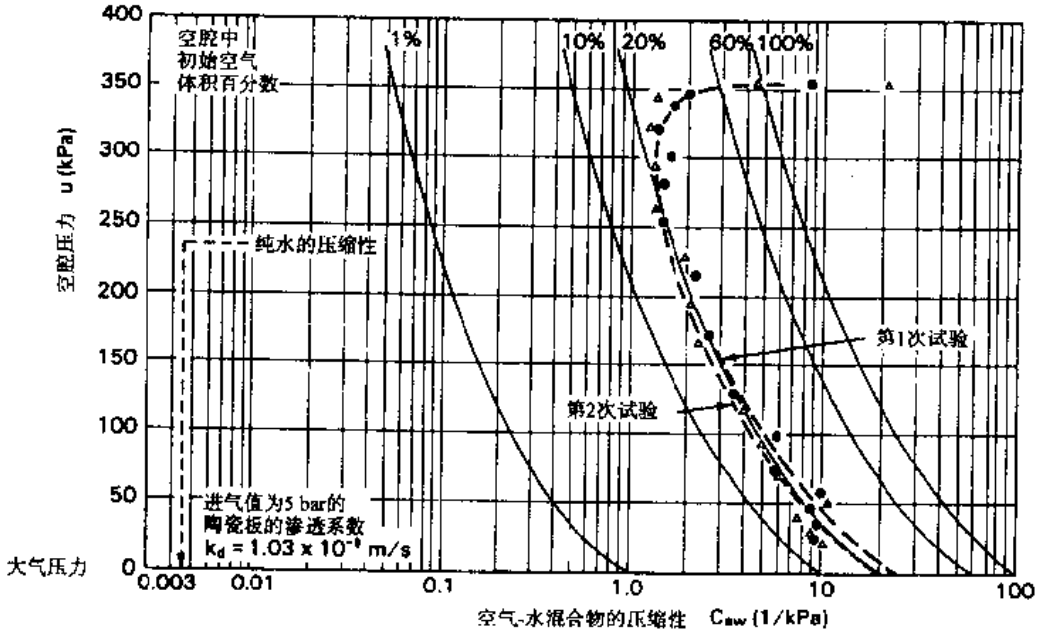


图 10.15　孔隙压力量测系统中流体的压缩性

高进气值陶瓷板下面孔隙压力的反应的研究表明，有两个主要的影响因素。首先是高进气值陶瓷板阻碍了反应。其次，即使努力使高进气值陶瓷板下面的空腔饱和，仍有空气存在，从而导致流体压缩性呈非线性。

10.1.4　孔隙气压力的控制或量测

在进行排水剪试验时（例如固结排水或常含水量试验，见第 9 章），将孔隙气压力控制在规定的数值。在进行不排水剪试验时（例如固结不排水试验，见第 9 章），量测孔隙气压

力。孔隙气压力的控制或量测是通过一多孔元件来实现的，该元件可保证土中的空气孔隙和空气压力控制或量测系统的连续性。多孔元件必须不是亲水的，或者进气值是低的，以防止水进入孔隙气压力系统。Bishop（1961a）以玻璃丝布圆片作为多孔元件，而 Ho 和 Fredlund（1982b）则采用粗孔透水板。

图 10.16 为三轴仪中孔隙气压力控制设备的布置图。在试件与试件帽之间安放一块厚为 3.2 mm 的粗孔金刚砂透水板。此透水板通过试件帽中的小孔，用细孔硬塑料管与孔隙气压力控制设备连通。利用供气管道上的压力调节器将孔隙气压力控制在要求的压力值。图 10.8 表示了在改进的直剪仪中控制孔隙气压力的管道布置。通过外罩顶盖上的阀门施加空气压力来控制孔隙气压力。

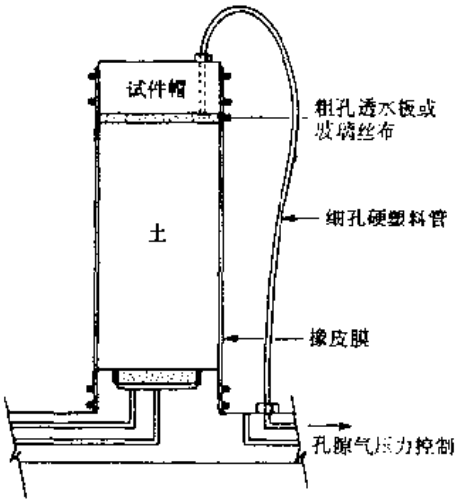


图 10.16 孔隙气压力控制系统

可以利用安装在试件帽上的小型压力传感器量测孔隙气压力。孔隙气压力量测系统中的空气体积应尽量小，以达到精确量测之目的。孔隙气压力也是难以量测的，因为空气有能力通过橡皮膜、水、塑料管和其它材料而扩散。非饱和土的试验需要较长时间，特别应考虑空气的扩散。

图 10.17 为美国垦务局使用的另一种孔隙气压力量测系统（Gibbs 和 Coffey，1969）。通过试件顶面上的高进气值陶瓷板量测孔隙水压力。通过试件底面的饱和粗孔透水板和细孔筛网布（200 号筛）量测孔隙气压力，如图 10.17 所示。先在饱和粗孔透水板上施加微小的负水压力（－3.5 kPa）。要量测孔隙气压力必须将试件中的孔隙水与粗孔透水板中的水相隔离。为此，在试件与粗孔透水板之间垫放一层细孔筛网布，并在布的表面喷一层硅脂，藉此减少筛网布的表面张力。筛网布孔隙中充满空气，并与孔隙气压力平衡。

维持图 10.17 中的细孔管中的水位，使粗孔透水板中的负水压力保持常数。此负压力作为孔隙气压力量测的零读数。外加总应力引起的孔隙气压力的改变会使粗孔透水板上面的空气压力有所反映，从而影响透水板内的水压力。然而，透水板中的水压力保持常数的，即使有气压调节器提供压力，板中的水压力仍不变。换言之，粗孔透水板中的水犹如孔隙气压力量测设备中的零位指示器中的柔性薄膜。令管中水位保持不变所需的压力就是试件中的孔隙气压力。此系统的原理与零位指示器的原理相同。

采用上述技术量得的孔隙气压力与理论估算值（Knodel 和 Coffey，1966；Gibbs 和 Coffey，1969a，1969b）相比较，看来是合理的。在第 8 章中已介绍过用这种方法取得的试验成果。然而，水在试件与粗孔透水板之间可能发生转移，从而导致错误的量测。此外，在施加总应力期间引起的粗孔透水板的变形可能会影响板中的水压力，进而影响孔隙气压力的量测。为了弄清孔隙气压力量测技术中有关的所有问题，需进一步进行研究。

10.1.5 水体积变化量测

在采用常用的双管式体积变化指示器进行非饱和土试件的试验之前，需进行改进。由于非饱和土试验中水的体积变化微小，因此需要较高的精度。双管式体积变化管中的中心管可以用细孔量管（例如体积为 10 ml），以达到 0.01 ml 的体积量测精度。漏水问题必须基本解

决，因为试验时间长。利用两层刻有条形孔的铝箔可在很大程度上减少孔隙空气通过孔隙水和橡皮膜而扩散（Dunn，1965）。在两层铝箔之间涂上硅脂。一层橡皮膜紧靠试件，另一套在铝箔之外。Poulos（1964）介绍了三轴试验中控制漏水的进一步细节。

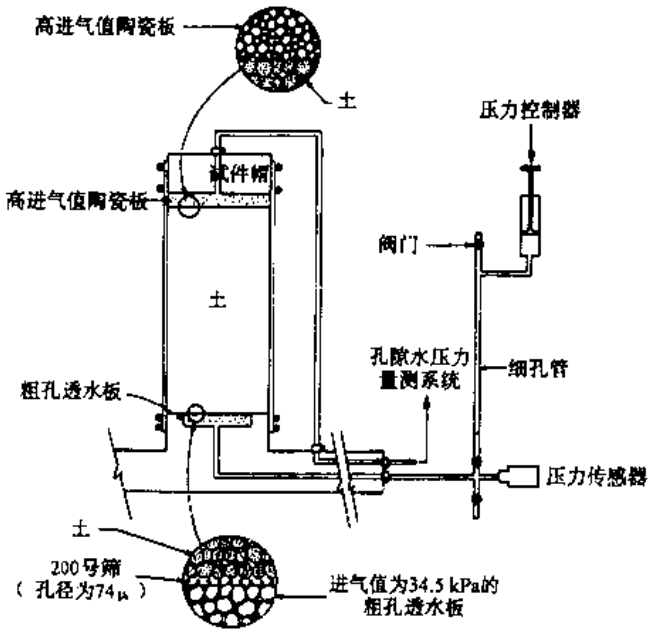


图10.17　美国垦务局使用的孔隙气压力量测系统
（引自Gibbs和Coffey，1969）

图10.18为Wykeham Farrance公司生产的双管式体积变化指示器的水管连接图。将一空气压力调节器与双管式指示器连接后，可以在施加反压力的条件下量测水的体积变化。连接紫铜管的接头是由加拿大Crawford Fitting公司生产。在量水管的底部放一小的透明塑料垫圈，以防止量水管底部周边用橡皮套密封时堵死管口。上述设计能满意地消除双管式体积变化指示器的漏水（Fredlund，1973）。双管式体积变化指示器既可与三轴仪也可与直剪仪连接。

利用两个3通阀门和一个2通阀门（加拿大Whitey公司生产）可使水流方向倒转过来，因此可连续进行测读。在将高进气值陶瓷板下面的容水空腔中的扩散空气冲走时，水流可以绕过指示器。如果一直沿着3通阀门开启方向的相反方向测读量水管读数，那么可基本上消除指示器的压缩性，指示器中流体的压缩性，以及通过管道和阀门的漏水等所引起的体积变化。如不遵循此试验步骤，则在长达一昼夜的试验中可能出现0.1 ml量级的误差（Fredlund，1973）。

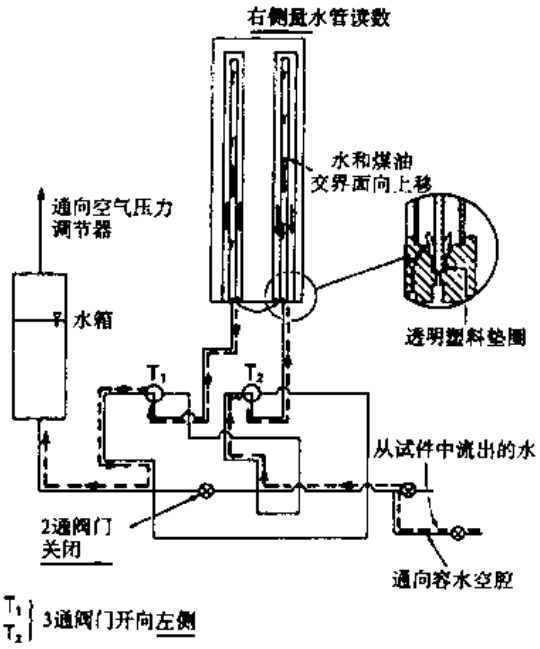


图10.18　3通阀门开向左侧水从试件中流出的方向

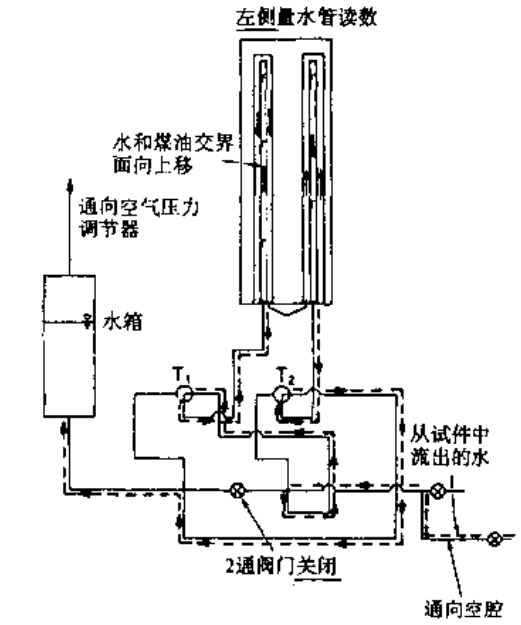


图 10.19 3 通阀门开向右侧水从试件中流出的方向

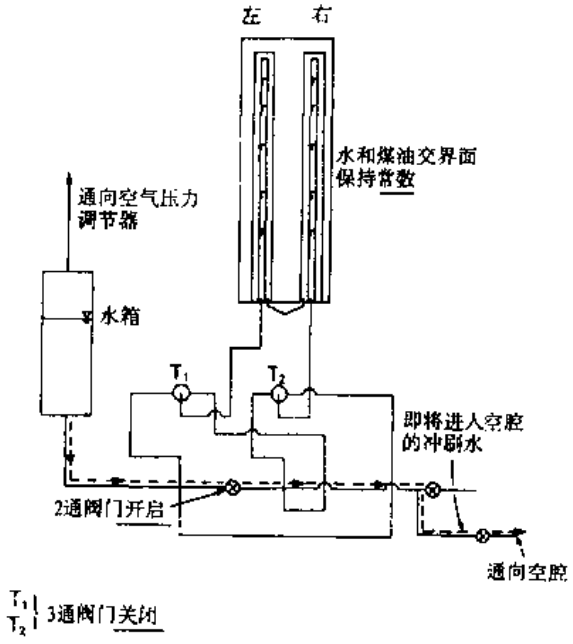


图 10.20 扩散空气从容水空腔中冲刷出来时的阀门开关情况

如果图 10.18 中的 3 通阀门 T_1 和 T_2 同时开向左方，则应读右侧量水管。至于 2 通阀门，则在体积变化量测期间是关闭的。图 10.18 中的诸箭头所指示的水流方向，相当于水从试件中流出的情况。在右侧量水管中的水和煤油（染红色）的交界面向上移动。当水流进试件时，则情况相反。

当右侧量水管中的水和煤油的交界面移近量水管底部时，同时将两个 3 通阀门倒转到右方。于是应在左侧量水管读数，如图 10.19 所示。图 10.19 中所示的水流方向仍相当于水从试件中流出的情况。在左侧量水管中水和煤油的交界面上移动。当水流入试件时，水流方向相反。

双管式体积变化指示器测得的体积变化是水体积和进入高进气值陶瓷板下面空腔中的扩散空气体积之和。可定期量测空腔和管道中的扩散空气体积，并从总水体积变化中减去。第 6 章中已说明了量测扩散空气体积的扩散空气体积指示器（DAVI）和测试技术。在量测扩散空气体积时，在双管式体积变化指示器上的诸 3 通阀门是关闭的，如图 10.20 所示。换言之，在量测扩散空气体积时，暂时绕过双管式水体积变化指示器。与此同时，2 通阀门是开启的，以保持空腔中的水压力不变。间歇地打开通向扩散空气体积指示器的阀门，在底座上施加一压力梯度。于是空气从空腔中冲刷出来，并进入扩散空气体积指示器(图 10.20)。

也可以采用其它型式的体积变化指示器来量测水的体积变化。不管哪一类指示器都应进行长时间试验，以确定设备的可靠性和精度。

10.1.6 空气体积变化量测

非饱和土试件的总体积变化等于水和空气体积变化之和。假定固体土粒是不可压缩的。量测上述三种体积变化（即总的、水的和空气的体积变化）中之两种就足以了解非饱和土的体积变化情况。一般量测总体积和水体积变化，而空气体积变化则是作为量得的两种体积变化之差而算出的。此外，空气体积变化的量测是困难的，因为它的压缩性高，而且对温度变化很敏感。

Bishop 和 Henkel （ 1962 ）； Matyas （ 1967 ）等采用两支量管量测空气在大气压力下

的体积变化，如图 10.21 所示。从试件中排出的空气，通过粗孔透水板进入带有刻度的量管。移动两支量管，使管中的空气-水交界面位于试件的中间高程处。于是，孔隙气压力维持在大气压力。在带有刻度的量管中的空气-水交界面的高程变化，指示出试件中空气体积的变化。水是不会流入量水管的，因为以压力表压力计的孔隙水压力是负的。此外，粗孔透水板的进气值低，为了防止量水管中的水从敞开的管口蒸发损失，可在水的表面注放一层轻油（Head，1986）或全用轻油取代水（Matyas，1967）。

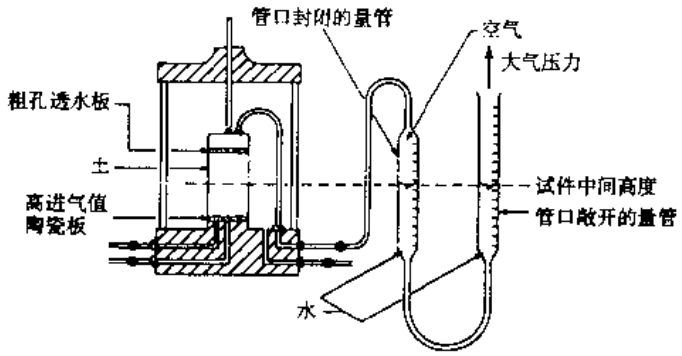


图 10.21　在三轴仪中量测空气在大气压力情况下的体积变化

上述量测空气体积变化的方法是有些麻烦的。图 10.21 中所示的仪器局限于量测在大气压力情况下的空气体积变化。然而，这一设备可以引伸到在反压力条件下进行运转。这一设备主要用来量测空气的渗透系数。

10.1.7　总体积变化量测

饱和土试件的总体积变化等于水体积变化。对非饱和土来说，水体积变化仅为试件总体积变化之一部分。因此，应分别量测总体积和水体积变化。

要量测总体积变化，可在试件外套一层不透水的薄膜，并在受压室中充满受压的流体。将受压室流体与双管式体积变化指示器连接，可测得由于试件土的压缩或膨胀所引起的体积变化。然而，这种类型的量测是很难做到精确的。因为漏水、扩散，或由于压力和温度变化所引起的受压室流体的体积变化等，一般会导致显著的误差。用于这种情况的受压室流体，以水银为最好。采用两层外罩的三轴受压室也能提高量测精度。然而，水银对身体健康有害，应尽量避免使用。Wheeler 和 Sivakumar（1992）虽不用水银作为受压室流体，但采用两层外罩的三轴受压室，效果良好。

在三轴试验中量测总体积变化的常用方法是在试验过程中量测垂直变形和径向变形。在直剪试验中只需量测垂直变形，因为试件的侧向是受到限制的。试件的垂直变形可采用常用的量表或线性可调差动变压器（LVDT）进行量测。LVDT 的精度与量表的精度相仿。有些 LVDT 可浸在油或水中。Head（1986）叙述了 LVDT 在三轴试验中的各种应用。

非接触型的传感器在三轴试验中的应用愈来愈多（Cole，1978；Khan 和 Hoag，1979；Drumright，1987）。该仪器由遥测器和铝质靶标组成（图 10.22）。遥测器为 Kaman 科学公司生产的位移传感器，它固定在一立柱上，并通过底座中的出线口与电子量测系统连接。利用例如硅脂等材料将铝质靶标固定在试件的中间高度附近的橡皮膜上。沿着试件周边安装

三个遥测器，间隔 120°（图 10.22 ）。

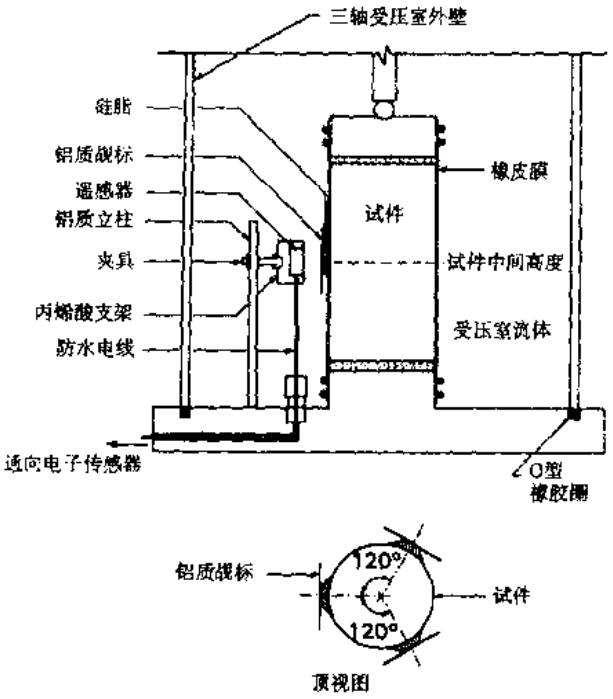


图 10.22 非接触型径向变形传感器的安装（引自 Drumright， 1987 ）

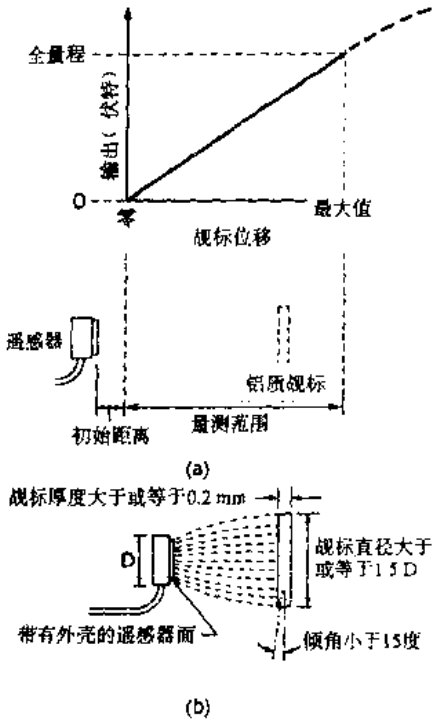


图 10.23 KD 系列，4SB 型钮扣式、带外壳的非接触式径向变形传感器 （ a ）非接触式径向变形传感器的率定技术； （ b ）安装要求（ Kaman 科学公司提供）

非接触式传感器的工作原理为涡流损失原理。遥感器中的线圈在铝质靶标上通过感应产生涡流电流。因感应而产生的涡流电流的大小与遥感器至铝质靶标的距离有关。当试件产生径向变形时，铝质靶标与遥感器之间的距离发生变化，从而改变涡流电流的大小。于是，线圈的阻抗发生变化，最终导致输出的直流电压发生变化。

图 10.23 表明钮扣式径向变形传感器的率定和安装要求。该传感器的量测范围为 4 mm，外加额外的 20 %初始偏离量。初始距离或零读数位置就是遥感器表面与铝质靶标之间的最小距离（图 10.23 （ a ））。输出电流与遥感器至铝质靶标距离呈线性比例。传感器的分辨率是高的，它等于其量测范围的 0.01 %，或 0.0004 mm 。图 10.23 （ b ）表示铝质靶标的要求尺寸、厚度和方向。

非接触式传感器能在各种受压室流体，如空气、水和油中工作，并显示基本上相同的灵敏度（ Khan 和 Hoag， 1979 ）。此传感器不怕受压室压力和温度的影响。还有其它用来量测径向变形的仪器和量测系统，但不在此处赘述。

10.1.8 试件制备

原状或压实的非饱和试件都可做抗剪强度试验。一般说来，土试件的初始基质吸力高，而试验可能在较低基质吸力下进行。例如，非饱和土的多级试验是在低基质吸力下开始，而

继后几级则在较高基质吸力下进行（Ho 和 Fredlund，1982b；Gan 等，1987）。因此，在进行试验之前，有时候需要解除高的初始基质吸力。减低土的基质吸力的方法之一是增加孔隙气压力和孔隙水压力，从而达到降低基质吸力的目的。为了达到平衡，在高进气值陶瓷板下面的空腔中的水必定向上流进试件中。然而，由于高进气值陶瓷板的渗透性小，因此该平衡过程可能要求一长时间。如果初始基质吸力远大于开始进行试验时所要求的值，则时间特别长。因此，解除初始基质吸力的常用方法是通过试件顶端的粗孔透水板将试件浸湿。有些试验，如不排水和无侧限压缩试验等无需解除初始基质吸力。

Ho 和 Fredlund（1982b）概要地说明了三轴多级试验中解除初始基质吸力的试验步骤。先将试件切削成要求的直径和高度，并放在事先经过饱和的高进气值陶瓷板上，量测试件的体积-质量特性。在试件顶面安放一粗孔透水板和试件帽。在试件外套上两层橡皮膜，在两层橡皮膜之间为两层刻有槽孔的铝箔。铝箔的作用是尽量减少空气从试件向外扩散。在试件底座上套上 O 形圈。在捆扎试件帽之前，在橡皮膜与试件帽之间插一段直径约为 3.2 mm 的塑料管。当在试件表面加水时，试件中的空气可从该塑料管排出。安装三轴受压室的外罩，并在受压室中注水，但水位不超过试件顶面。既可用手，也可通过连接试件帽的通气管加水于试件中。在后一情况中，通气管暂时与水箱连接。

试件静置若干小时，让水在整个试件中分布开来。当空气不再从试件顶面的周边逸出时，才停止解除过程。在解除过程结束时，土的基质吸力基本上为零。

在解除基质吸力的过程中，在试件周围套上透明的有机玻璃圆柱筒，而三轴受压室的顶盖是卸开的。现在可以将橡皮膜与试件帽之间的一段塑料管拿掉，并在试件帽外面捆扎 O 形圈。这时，试件帽上的通气管不再与水箱连接，而是与空气压力控制系统连接。

现在在试件中施加一低的基质吸力，并待其均等化。当施加的压力与土中的压力均等化以后，试件可准备试验。

Gan（1986）；Escario 和 Sáez（1986）报导了直剪试验中的试件制备方法。利用真空泵油脂将直剪盒的上下盒粘合在一起。下盒的外面应先涂油脂，再将它装在盒座上。真空泵油脂可保证水只流向高进气值陶瓷板。应注意勿将油脂涂抹在高进气值陶瓷板的表面，以免堵塞其细小孔隙，并阻塞水流。

将试件装入剪力盒，并安装粗孔透水板和加荷帽。在试件顶面上加水，可解除试件的初始基质吸力。

10.1.9　用反压力饱和试件的方法

抗剪强度参数 c' 和 ϕ' 可从饱和试件的试验中测得。初始为非饱和的原状或压实试件在进行试验前必须是饱和的。通常采用逐级增加孔隙水压力 u_w 的办法来达到饱和。与此同时，逐级增加周围压力 σ_3，以试件中的有效应力 $(\sigma_3 - u_w)$ 保持常数。于是，孔隙气压力增加，而且由于空气本身的压缩和溶解于水，因此其体积减小。所谓在试件中施加反压力，就是同时增加孔隙水压力和周围压力。反压力基本上属于轴平移技术。换言之，用于非饱和土的轴平移技术与饱和土的反压力技术两者的概念是类似的。本节简要地说明与反压力有关的概念和技术，详情可参考有关文献（Bishop 和 Henkel，1962；Head，1986）。

自由空气在封闭条件下完全溶解于水中所需的孔隙气压力公式已在第 2 章中推导。饱和的办法是，在孔隙空气和孔隙水不外排的条件下增加周围压力。在此过程中，试件的含水量不变，而土的总体积因孔隙空气的压缩而减小。这一方法的缺点是试件的体积随之发生变化。

所需改变的孔隙气压力可用下式表示：

$$\Delta u_a = \frac{(1-S_0)}{S_0 h}\overline{u}_{a0} \qquad (10.8)$$

式中

Δu_a——令试件饱和所需的孔隙气压力增量；

S_0——初始饱和度；

h——体积溶解系数；

$\overline{u}_{a0}$——初始孔隙气压力，以绝对压力计。

式（10.8）给出的是令初始饱和度为S_0的试件达到饱和所需的孔隙气压力增量的理论值。

施加反压力令试件饱和的更为普遍的方法是将无空气水反压入试件中，从而使孔隙空气压缩和溶解，如图 10.24 所示。周围压力也相应增加，使有效应力保持常数。在饱和过程中，试件的含水量随饱和度的增加而增加。

由于假定孔隙气压力等于孔隙水压力，因此，假定提高饱和度所需的反压力就是孔隙气压力增量。设有一土试件，其初始饱和度为S_0，初始绝对孔隙气压力为$\overline{u}_{a0}$（图 10.24）。将无空气水在反压力下反压入试件中，使饱和度增加到某 S 值。假定在饱和过程中土的总体积和孔隙体积都保持常数。绝对孔隙气压力增加到$(\overline{u}_{a0}+\Delta u_a)$。应用 Boyle 定律于自由空气和溶解空气的体积，可算出孔隙气压力增量。空气体积与孔隙气压力之间的关系为：

$$(1-S_0+hS_0)\overline{u}_{a0} = (1-S+hS)(\overline{u}_{a0}+\Delta u_a) \qquad (10.9)$$

式中

S——最终饱和度。

式（10.9）经整理后，得对土施加反压力所需的孔隙气压力增量（Lowe 和 Johnson，1960）为：

$$\Delta u_a = \frac{(S-S_0)(1-h)}{1-S(1-h)}\overline{u}_{a0} \qquad (10.10)$$

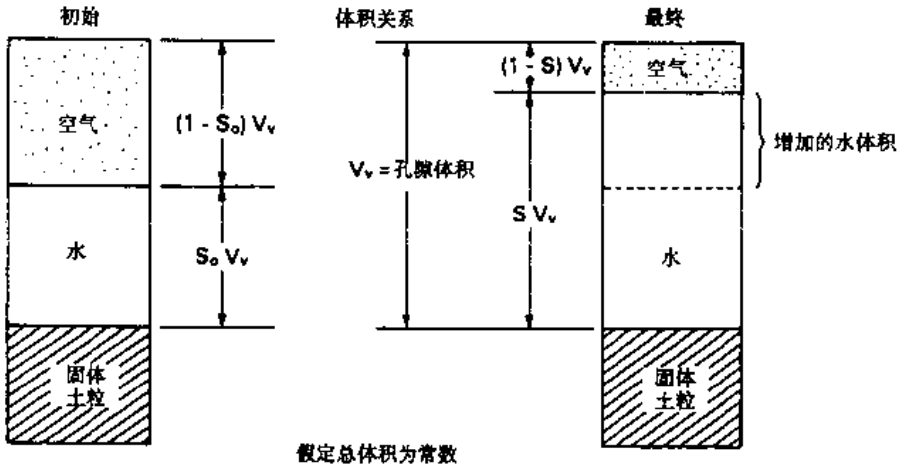


图 10.24 无空气、水在反压力下强行压入试件的饱和过程

式（10.8）与（10.10）的比较示于图 10.25。在绘制图中的所有曲线时，采用初始绝

对孔隙气压力为 101.3 kPa，体积溶解系数为 0.02（于 20 ℃）。有三条曲线是以式（10.10）为基础的，该式是饱和度增加与施加反压力之间的关系式。图中三条曲线相应于三种不同的最终饱和度（99、99.5 和 100 %）。在不排水条件下令试件压缩，以达到饱和的方法〔式（10.8））。与直接在水中施加反压力以达到饱和的方法相比较，前者要求的压力增量高得多。当初始饱和度低于 95 %时，两者之差别更大。这种差别的原因可能是两者的含水量不同。在不排水条件下令试件压缩的饱和过程中，水体积 V_w 基本保持常数，但是在施加反压力的饱和过程中，水的体积是增加的。因此，反压力的施加提供了较大水体积以供自由空气的溶解。

令试件压缩而达到饱和的方法不如在水相中施加反压力的方法有效。其原因是外加总应力之一部分为土骨架所承受，而另一部分为孔隙流体所承受。还应该指出，由于在不排水压缩的饱和方法中试件的体积发生变化，因此土的结构可能有所变化。其实，达到饱和所需的反压力可能低于图 10.25 中给出的值。对于饱和度低的压实试件，更是如此（Bishop 和 Henkel，1962）。

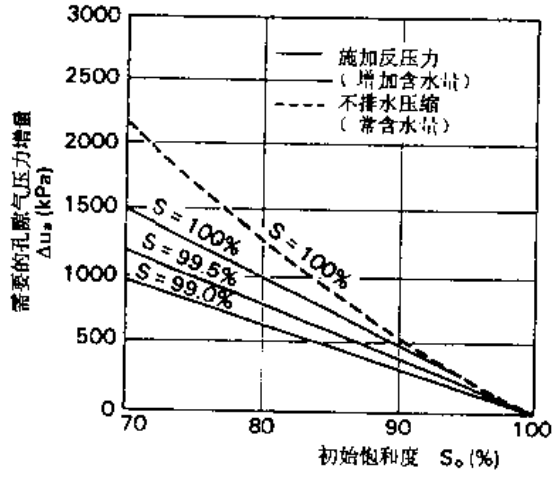


图 10.25　令试件饱和两种不同方法所需的孔隙气压力增量（引自 Head，1986）

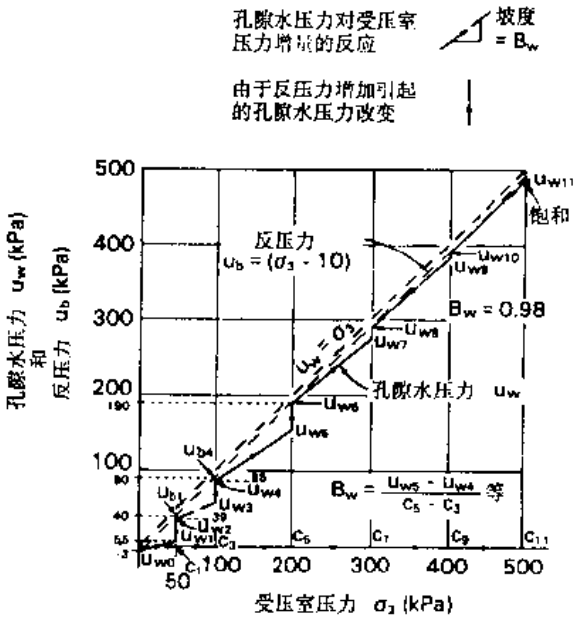


图 10.26　试件饱和过程中受压室压力和反压力的逐级增加，以及由此引起的孔隙水压力的响应　（引自 Head，1986）

Head（1986）讨论了逐级施加反压力的方法。反压力增量是在受压室压力增量施加以后施加的。典型的是开始两级受压室压力增量为 50 kPa，继后的增量可以是 100 kPa。图 10.26 中所示者为反压力的逐级施加步骤和试件中孔隙水压力的响应。在图示的实例中，试件中的有效应力为 10 kPa。在施加每一级受压室压力增量后量测反应的孔隙水压力，以切线孔隙水压力参数 B_w（第 8 章）校核其饱和度。当参数 B_w 接近 1 时，一般认为已达到饱和。在压实土试件中一般施加 400 到 750 kPa 反压力后，就可达到饱和（Bishop 和 Henkel，1962）。然而，有些土的参数 B_w 虽小于 1，但因其土骨架的压缩性特别低，也可能已经饱和。

在各种饱和度和不同的土骨架压缩性下的孔隙压力参数 B_w 的理论值由 Black 和 Lee（1973）给出，并示于图 10.27。孔隙空气在反压力下，按照 Boyle 定律进行压缩，并按照 Henry 定律溶解于孔隙水中（第 2 章）。孔隙空气的压缩几乎在瞬间完成，并使饱和度增加。

另一方面，孔隙空气溶解于水需要较长时间，因为扩散系数相对较低。因此，在每一反压力增量下必须给以平衡的时间。图 10.28 为提高饱和度所需的理论时间。图中的三条曲线相当于最终饱和度 99 、 99.5 和 100 %。该图表明，初始饱和度约为 80 %的土提高饱和度所需时间最长。初始饱和度大于 95 %的土所需的时间明显减少。

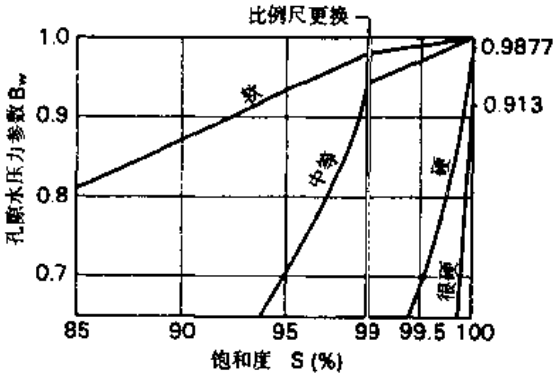


图 10.27 在各种饱和度及土骨架压缩性下的孔隙水压力参数 B_w 的理论值（引自 Black 和 Lee， 1973 ）

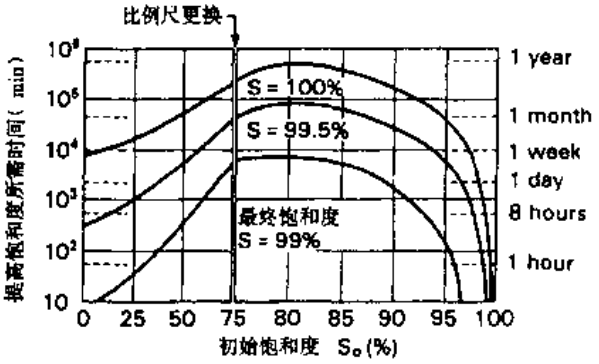


图 10.28 利用反压力将初始饱和度不同的土提高其饱和度所需的理论时间（引自 Black 和 Lee， 1973 ）

10.2 三轴试验方法

本节概要说明非饱和土的各种三轴剪力试验方法。供试验用的三轴受压室按本章前几节中所说明的特殊要求进行改进。图 10.29 为改进后的三轴受压室的装配示意。图中并未示出垂直和径向变形的量测装置。图 10.30 为控制屏上的管路布置。在该两图中的孔隙气压力管路控制孔隙气压力。如需要量测孔隙气压力，则可在试件帽中安装一压力传感器。传感器的电线通过底座与数据采集系统连接。

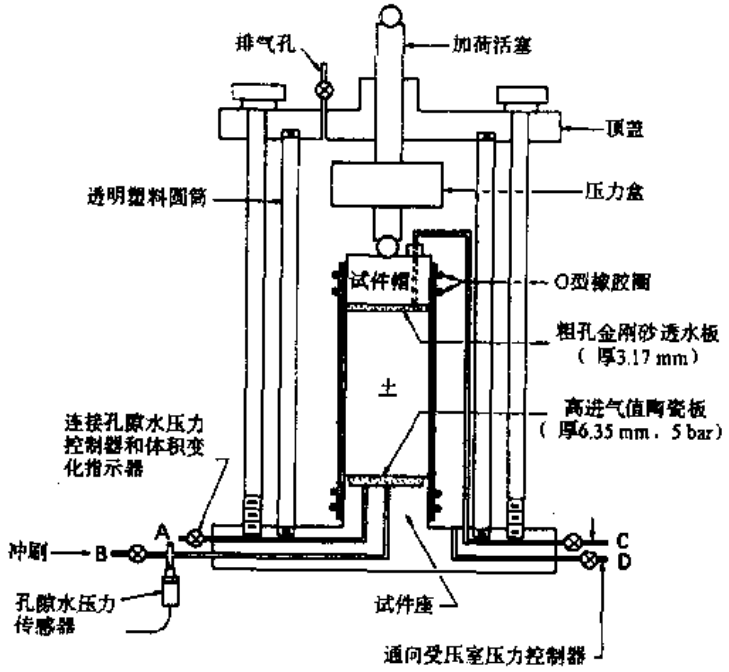


图 10.29 供非饱和土试验用的，并经改进的三轴受压室

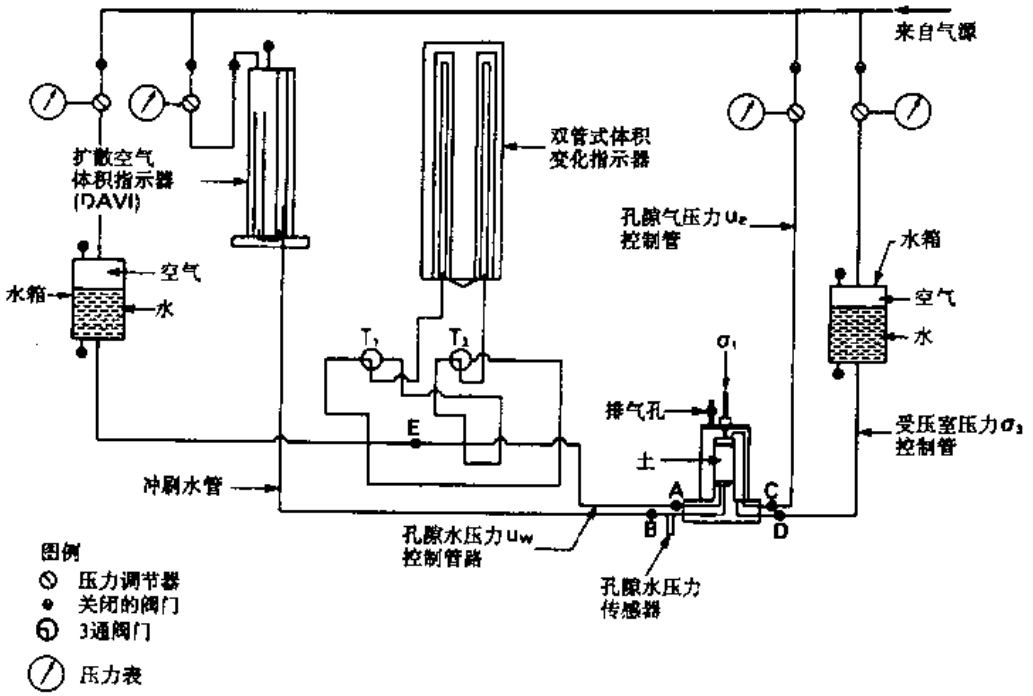


图 10.30　经改进三轴仪的控制屏及管路布置示意

应先准备试件并对仪器进行若干项校核。高进气值陶瓷板应该是饱和的。应让水通过底座中的空腔及所有的管路，并进行充分冲刷，以保证不含气泡。包括扩散空气体积指示器在内的各种体积变化量测设备应处于可启用状态（ Fredlund， 1972 ）。

在制备试件之前，将压力调节器的压力调整到施加在试件中的初始周围空气压力和水压力。这样可将放置试件于高进气值陶瓷板上一直到施加压力之间的时间减到最少。通过图 10.30 中的阀门 D 、 C 和 A 分别施加周围空气压力和水压力于试件上。要求的初始水压力为 30 kPa 或更大一点，以提供足够压力来冲刷底座中的空气。扩散空气的体积可用扩散空气体积指示器量测。

10.2.1　固结排水试验

在试件上施加要求的周围压力 σ_3，孔隙气压力 u_a 和孔隙水压力 u_w，令试件进行固结（或压力平衡）。施加这三种压力的方法是按序打开图 10.30 所示的阀门 D 、 C 和 A 。在试验过程中阀门 B 和 E 总是关闭的，除非在冲刷底座中的扩散空气过程中。施加在底座中的水压力由传感器量测。

定期量测垂直变形和径向变形，以算得试件的总体积变化。流入或流出试件的水体积由双管式体积变化指示器量测。因此， 3 通阀门 T_1 和 T_2 在试验过程中总是开启的。在冲刷底座中的扩散空气期间，一般并不量测空气的体积。当试件的总体积不再变化或试件中的水不再流出时，认为固结已经完成。

试件一旦在施加的压力 σ_3 、 u_a 和 u_w 下固结后，令试件在合适的应变速率下进行剪切（第 9 章）。作用在试件上的轴向荷重由压力盒进行量测。轴向荷重应换算成主应力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$。令图 10.30 中的阀门 C 和 A 保持开启，在施加的孔隙空气压力和孔隙水压力下进行排水剪切。在整个剪切过程中监测总体积和水体积变化。当达到选定的破坏准则（例如最大主应力差），

停止剪切（见第 9 章）。

一般说来，在固结和剪切过程中每天对底座冲刷一次，以除去扩散空气。量测扩散空气的次数主要取决于施加的空气压力。施加的空气压力愈低，则扩散空气体积的量测次数可少些。但在改变所施加的压力之前，应量测扩散空气的体积。当试验时间长达若干天时，有必要从水体积变化中扣除扩散空气的体积。

在底座中的扩散空气可以被冲刷到扩散空气体积指示器 DAVI 中，冲刷时在底座和扩散空气体积指示器之间的压力差为 7 到 70 kPa 。有必要测定每一台仪器底座的空腔中扩散空气被冲走所需的压力差。底座中的水压力不宜变化太多。因此，可能有必要通过反压力提高扩散空气体积指示器中的空气压力。在为扩散空气体积指示器施加反压力时，3 通阀门 T_1 和 T_2 是关闭的，而阀门 E 是开启的，务使水流绕过双管式体积变化指示器。至于底座中的水压力是通过阀门 E 来维持的。最后，交替地打开和关闭阀门 B，使冲刷水流经底座。扩散空气进入扩散空气体积指示器后，推动量水管中之水。每次冲刷之间需等待若干秒钟，给空气有足够时间在量水管中升起。按此步骤进行冲刷，在底座中的水压力只暂时偏离要求值。在第 6 章中说明了指示器读数换算成扩散空气体积的方法。在测得扩散空气体积后，关闭阀门 B 和 E，并将阀门 T_1 和 T_2 转向以前的方向。也就是重新将双管式水体积变化指示器与底座连接。

在多级试验中，在每一级试验过程中重复上述步骤（即固结和剪切）。每一级固结开始时的主应力差既可等于零，也可等于前一级下的最大主应力差值（见第 9 章）。将轴向荷重减退到零，主应力差也变成零。当最大主应力差即将出现时，停止该级的剪切，但最后一级除外，因试件在最后一级中可进行大应变剪切。

10.2.2 常含水量试验

常含水量试验中的试件固结方法与固结排水试验中的方法相同。当试件在 σ_3、u_a 和 u_w 等压力下固结完毕后，令孔隙空气在排水条件下，而孔隙水在不排水条件下进行剪切。试件中的孔隙气压力值维持它在固结过程中所承受的压力。也就是图 10.30 中的阀门 C 在固结和剪切过程中保持开启。另一方面，阀门 A 和 B 在剪切过程中是关闭的，以达到孔隙水不外排的目的。孔隙水压力由安装在底座上的压力传感器量测。

在孔隙水不外排的条件下进行剪切过程中，还应量测扩散空气的体积。此情况在对底座进行冲刷之前，应量测底座中的水压力，并在冲刷后重新设置。孔隙水压力控制管路中的水，应首先承受等于测得的底座中的压力。在调整管路中的水压力时，阀门 A 、T_1 和 T_2 应关闭，而阀门 E 是开启的。施加在扩散空气体积指示器中的空气反压力，应在阀门 B 保持关闭的条件下调整到略低于在底座中量得的水压力。当打开阀门 A 时，在底座中的水压力立即与孔隙水压力控制管路中的压力等同起来。然后，暂时性地打开阀门 B，在底座前后产生一压力差，将底座中的扩散空气赶走。在量测扩散空气体积后，关闭阀门 A 和 B 。然后，将不排水孔隙水压力恢复到冲刷前的原有压力值。如果在短时间内完成扩散空气的排除工作，则对试件不排水条件的干扰将是极微。

10.2.3 量测孔隙压力的固结不排水试验

按照固结排水试验的办法首先令试件固结。试件在施加压力 σ_3、u_a 和 u_w 下固结完成后，令孔隙空气和孔隙水都在不排水的条件下进行剪切。如要保证剪切过程中不排水，则图 10.30 中的阀门 A 、B 和 C 应关闭。

剪切过程中产生的孔隙水压力可用安装在底座上的压力传感器进行量测。如果可能的话，应将孔隙气压力传感器安装在试件帽上，以量测孔隙气压力的变化。然而，要保证孔隙空气完全不外排是困难的，因为孔隙空气会通过孔隙水、橡皮膜，以及在高进气值陶瓷板中的水而扩散。

扩散空气体积的量测方法与常含水量试验中采用的方法相似。在固结不排水试验中，较少既量测孔隙气也量测孔隙水压力的主要原因是空气扩散带来的问题。

10.2.4　不排水试验

非饱和土的不排水试验步骤与饱和土不排水试验步骤是相似的。非饱和土试件在其初始含水量或基质吸力状态下进行试验。换言之，在进行试验前，试件的初始基质吸力并不解除或改变。

由于孔隙空气和孔隙水是在不允许排水的条件下承受周围压力σ_3的，因此没有固结阶段。然后，试件在不允许排气和排水的情况下承受轴向压缩。试验应变速率一般为 0.017 ～ 0.03%／s，而孔隙气和孔隙水压力是不加量测的。常规的三轴试验设备可以用来进行非饱和土的不排水试验。在试件顶面和底面一般垫放金属板或塑料板，以取代透水板。在试验期间，试件外套置橡皮膜。按照第9章中介绍的理论，对非饱和土的不排水试验成果进行整理分析。

10.2.5　无侧限压缩试验

无侧限压缩试验的步骤与不排水试验步骤相似，但在试件外并不施加周围压力（即σ_3等于零）。该试验通常利用一简单的加荷框架，在试件上施一轴向加荷。第9章中已讨论了非饱和土的无侧限压缩试验成果的整理分析。

10.3　直剪试验方法

利用图 10.8 所示的、经过改进的直剪仪可以进行非饱和土试件的固结排水直剪试验。图 10.31 为直剪仪的断面。推动剪力盒的下部，使它与上盒产生相对位移，从而使试件剪切。此一步骤与常规直剪仪的操作步骤相同。在剪切盒的底板上安装一马达，以提供一保持常数的水平剪切速率。剪切盒的底板安放在一对滚珠上，滚珠可沿外罩底板上的槽形导轨移动。上盒与压力盒连接，以量测剪切荷重。在将试件装入剪力盒之前，在剪力盒的上下部分之间充填真空泵油脂。

图 10.32 为经过改进的直剪仪的控制屏上的管路布置图。在进行试验之前，应将高进气值陶瓷板进行饱和，解除试件中的初始基质吸力，并冲洗掉底座和管路中的封闭气泡。同时在阀门 A、B 和 C 关闭的情况下，预先在诸压力调节器上设置压力，对土试件施加初始空气压力和水压力。

固结排水直剪试验的步骤与前节说明的固结排水三轴试验的步骤相似。在安装好外罩顶盖后，按序在试件上施加预先选定的垂直法向荷重、空气压力和水压力。垂直法向荷重是通过活塞施加的，而空气和水压力则分别通过开启阀门 C 和 A 施加的（图 10.32）。在试验期间，阀门 B 是关闭的，除非要量测扩散空气体积。重要的是保证整个系统不漏水和气。例如试件周围的空气从外罩泄漏出去，会使试件的水分连续地蒸发和损失。作用在底座中的水压

力可用安装在底座上的孔隙水压力传感器进行量测。以不同时间间隔量测试件的垂直变形和从试件中排出的水。后者是通过双管式体积变化指示器量测的。在量测时和在整个试验期间，阀门 T_1 和 T_2 是开启的，而阀门 D 是关闭的，除非在试验中进行冲刷。

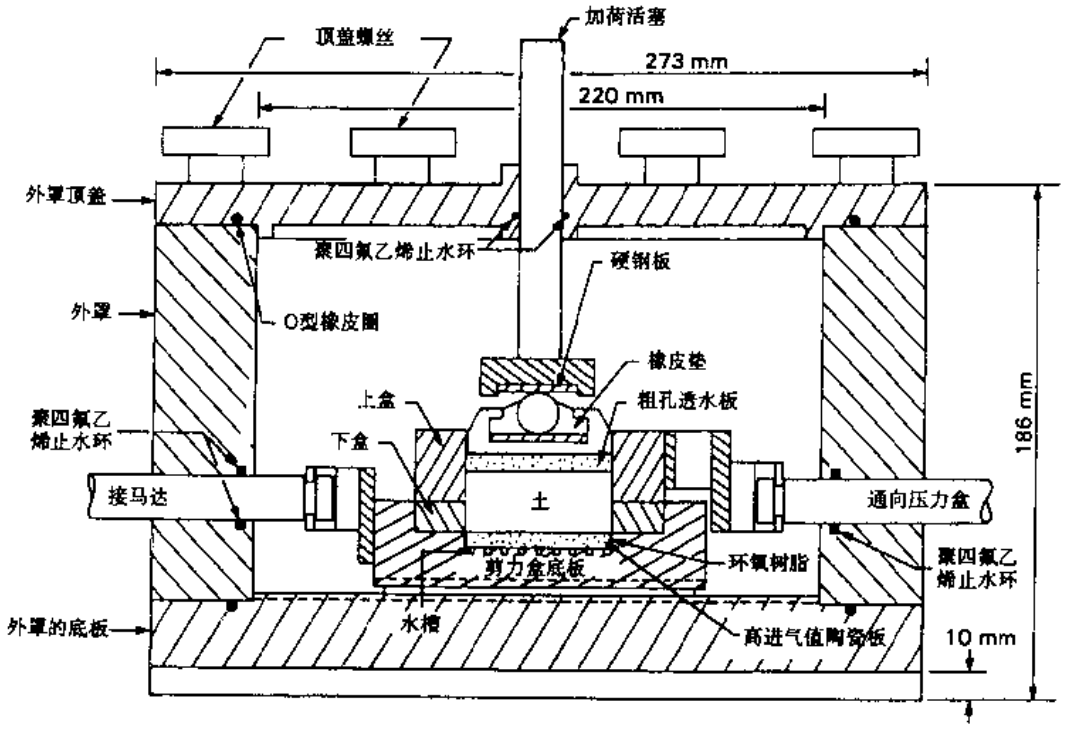


图 10.31 供非饱和土试验用的、并经改进的直剪仪（引自 Gan 和 Fredlund， 1988）

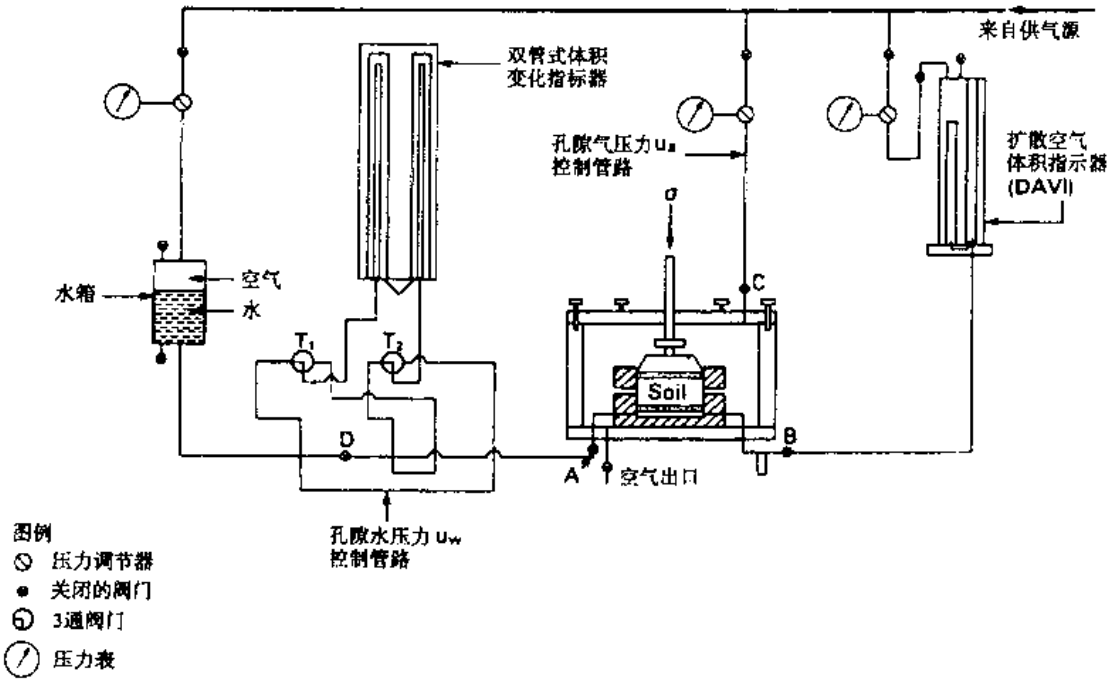


图 10.32 在经改进直剪仪控制屏上的管路布置示意

当试件在垂直法向应力、空气压力和水压力的作用下不再发生总体积变化和水体积变化时，则认为固结已经完成。

试件固结后，在合适的水平剪切位移速率下进行剪切（第 9 章）。水平剪切荷重由压力盒进行量测。在剪切过程中测读垂直变形、水平剪切位移和水体积变化读数。剪切完毕的标准是水平剪应力达到了峰值，或水平剪切位移到达预定的极限值（第 9 章）。在多级试验中，每一级剪切过程在即将出现水平剪应力峰值时停止。

量测扩散空气体积的步骤与固结排水三轴试验中介绍的步骤相同。在冲刷过程中，阀门 T_1 和 T_2 是关闭的，而阀门 D 是开启的。暂时性的开启阀门 B，在底座上下游建立压力差。冲击性的水流通过底座，将底座中的空气冲入扩散空气体积指示器中，并进行量测。每天应量测扩散空气体积 1 或 2 次。当采用高空气压力时，应增加量测次数。应从量得的水体积变化中扣除或加上扩散空气的体积。

10.4　典型试验成果

第 9 章已说明各种试验方法的理论，而本章的前诸节中要介绍试验仪器和步骤。试验成果主要是剪应力与基质吸力的关系（即 $\tau-(u_a-u_w)$ 平面）。从抗剪强度与基质吸力图中的破坏包线中可取得抗剪强度参数 ϕ^b。至于饱和土的抗剪强度与净法向应力图中的破坏包线的参数 c' 和 ϕ' 已在许多土力学出版物中有详细阐述。

本节介绍原状和压实的非饱和土试件的试验成果。然而，原状或压实土的诸试件的初始干重度和含水量必须是“等同”的，才能对试验成果进行分析并取得抗剪强度参数 ϕ^b。

以下诸节先介绍三轴试验成果，继而为直剪试验成果。三轴试验资料分两类：1）固结排水试验成果；2）常含水量试验成果。利用这两类试验成果先说明线性的抗剪强度参数 ϕ^b。然后介绍非线性的抗剪强度与基质吸力关系。最后介绍不排水和无侧限压缩试验成果。

10.4.1 三轴试验成果

固结排水三轴试验

Ho 和 Fredlund（1982a）曾用原状土进行过固结排水多级三轴试验。试件土为取自香港的两种残积土，也就是风化花岗岩和风化流纹岩。风化花岗岩试件主要是粉质砂土，其平均土粒比重 G_s 为 2.65。风化流纹岩试件主要是砂质粉土，其平均土粒比重为 2.66。两者的矿物成分是类似的。它们都是脆性的，而且是很不均匀的。原状土是从钻孔和探坑中取得的（后者为块状土样）。

曾对 17 个直径为 63.5 mm、高约为 140 mm 的原状试件进行试验。采用的是与固结排水三轴试验相同的步骤。在大多数的试验中，第一级的主应力差达到最大值后，将它卸除，再为下一级施加一组新的应力（即周期性加荷）。在另一些试验中，在改换等级期间，保持试件的应变速率不变，而应力却有所改变（即持续性加荷见第 9 章）。在该试验项目中采用的应变速率介于 $1.7\times10^{-5}\sim6.7\times10^{-5}$ %/s 之间。在所有的试验中均采用进气值为 5 巴（即 505 kPa）的陶瓷板。饱和试件三轴试验测得风化花岗岩和风化流纹岩的摩擦角 ϕ' 分别为 33.4° 和 35.3°。

图 10.33 为各级之间荷重完全被卸除的典型多级试验成果，试验用的试件为风化的花岗

岩。在试验中的净周围压力$(\sigma_3 - u_a)$保持常数，而基质吸力$(u_a - u_w)$是变化的。破坏包面假定是平面。图 10.34 和 10.35 是两个流纹岩试件的类似典型成果。图 10.34 的成果表示各级之间荷重完全被卸除。图 10.35 的成果表示各级之间是连续加荷的。全部试验成果表明，风化花岗岩的ϕ^b角平均值为 15.3°，流纹岩的是 13.8°。可以看到在多级试验进行过程中，土试件的结构有所扰动。因此，测得的最后一级（第 3 级）的主应力差峰值可能小于单级试验中试件在同样应力状态下测得的值。为了减少对土的结构的扰动，各级之间卸除荷重的多级试验似优于荷重不卸除的多级试验。强度减少的部分原因可能是抗剪强度与基质吸力之间的关系的非线性。

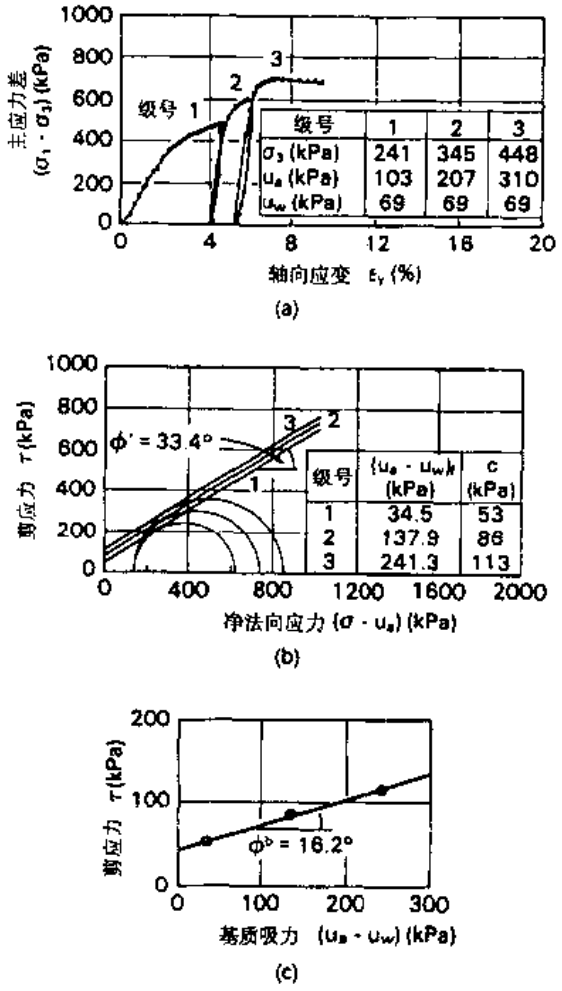


图 10.33 风化花岗岩第 10 号试件的应力与应变曲线，以及破坏包面的二维展示 （a）主应力差与应变曲线；（b）τ与$(\sigma - u_a)$平面上的破坏包线；（c）破坏包面与净法向应力为零处的τ与$(u_a - u_w)$平面的交线

（引自 Ho 和 Fredlund，1982a）

Krahn 等（1987）报导了两个压实试件的多级试验。土样取自 British Columbia Notch 丘陵铁路路堤，其粘粒含量为 10 %，粉粒含量为 85 %，细砂粒含量为 5 %。按美国标准 AASHTO 击实试验方法测得的土的最优含水量为 21.5 %，最大干容重为 1590 kg/m^3。从压实土中切取直径为 38 mm、高为 75 mm 的试件进行三轴试验。另外用四个饱和的压实试件进行量测孔隙水压力的固结不排水三轴试验。饱和试件的试验成果表明内摩擦角ϕ'为 35°，有效粘聚力c'为 0。

曾对非饱和压实试件进行固结排水多级三轴试验（第 9 章）。在试验中，净周围压力为常数，而基质吸力是变化的。图 10.36 和 10.37 示出已测得的两组试验成果。假定破坏包面是平面，则两组试验给出的ϕ^b角为 16°（图 10.37（c））。

常含水量三轴试验

Bishop 等（1960）曾对压实的页岩和压实的漂砾粘土进行常含水量或 CW 三轴试验，试验成果分别见图 10.38 和 10.39。页岩的粘粒含量为 22 %，并在 18.6%的含水量下压实。压实页岩饱和试件的一系列三轴试验给出内摩擦角ϕ'为 24.8°，有效粘聚力c'为 15.8 kPa。漂砾粘土的粘粒含量为 18 %，并在 11.6 %的含水量下压实。饱和漂砾粘土的有效内摩擦角ϕ'为 27.3°，有效粘聚力c'为 9.6 kPa。压实漂砾粘土的试验应变速率为 3.5×10^{-5} % / s，假定 15 %的应变代表破坏。设破坏包面为平面，则压实页岩的ϕ^b角为 18.1°，而漂砾粘土的ϕ^b为 22.0°，见图 10.38 和 10.39。

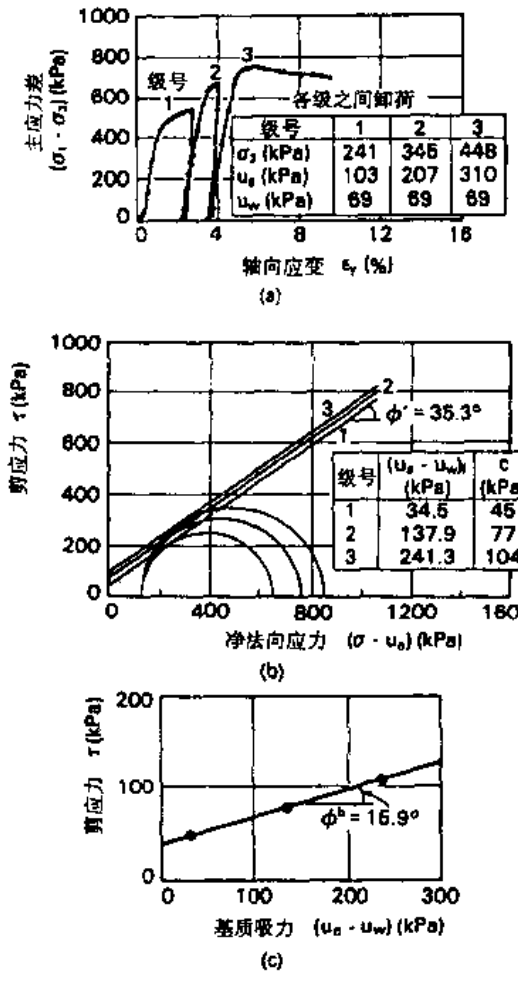


图 10.34　风化流纹岩第 11C 号试件的应力与应变曲线，以及破坏包面的二维展示 （a）主应力差与应变曲线；（b）τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的破坏包线；（c）破坏包面与净法向应力为零处的 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面的交线（引自 Ho 和 Fredlund，1982a）

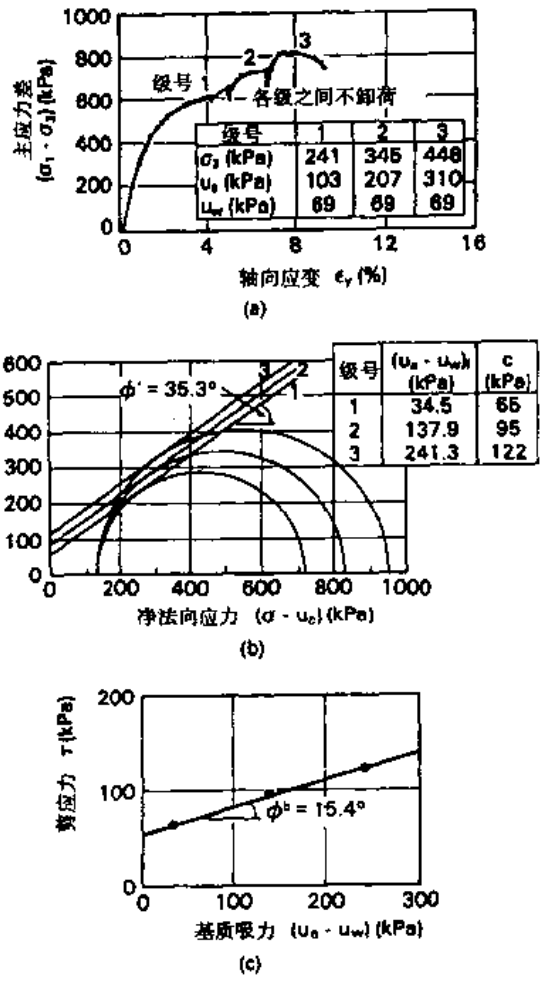


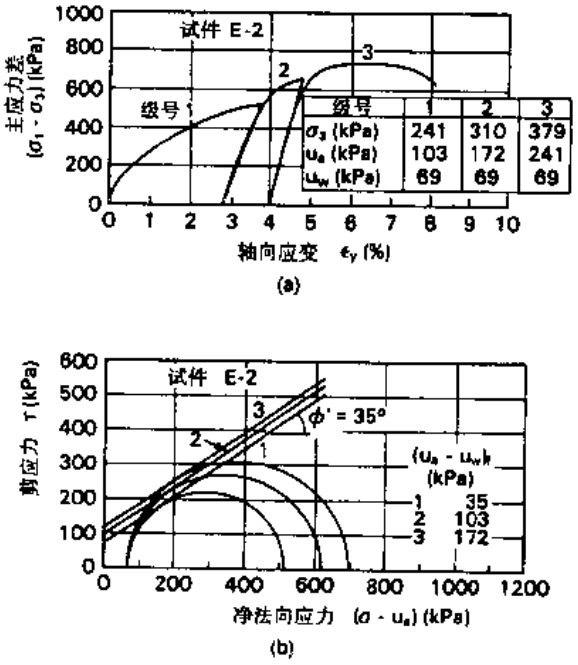
图 10.35　风化流纹岩第 11D 号试件的应力与应变曲线，以及破坏包面的二维展示　（a）主应力差与应变曲线；（b）τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的破坏包线；（c）破坏包面与净法向应力为零处的 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面的交线（引自 Ho 和 Fredlund，1982a）

抗剪强度与基质吸力之间的非线性关系

Fredlund 等（1987）说明了假定与基质吸力有关的破坏包线为非线性的意义（见第 9 章）。例如用平面和曲面的破坏包面，对 Dhanauri 压实粘土的三轴试验成果进行了分析和比较。Gulhati 和 Satija （1981）用两种密度的压实 Dhanauri 粘土进行了固结排水 CD 和常含水量 CW 三轴试验。Dhanauri 粘土由 5 %砂粒，70 %粉粒和 25 %粘粒组成。其液限为 48.5 %，塑限为 25 %。固结不排水三轴试验测得两种不同压实密度的试件的饱和有效抗剪强度参数 c' 和 ϕ'，见表 10.3 。非饱和压实试件的固结排水和常含水量试验的应变速率分别为 1.3×10^{-4} 和 6.7×10^{-4} % / s 。

Ho 和 Fredlund （1982a）假定破坏包面为平面，据此分析非饱和土的试验成果，其成果汇总于表 10.3 中。由表可见，若假定破坏包线为线性，则两种试验方法（即 CD 和 CW 试验）对同一种土给出不同的参数值 c' 和 ϕ^b。换言之，给人的印象是不同试验方法可能给出不同抗

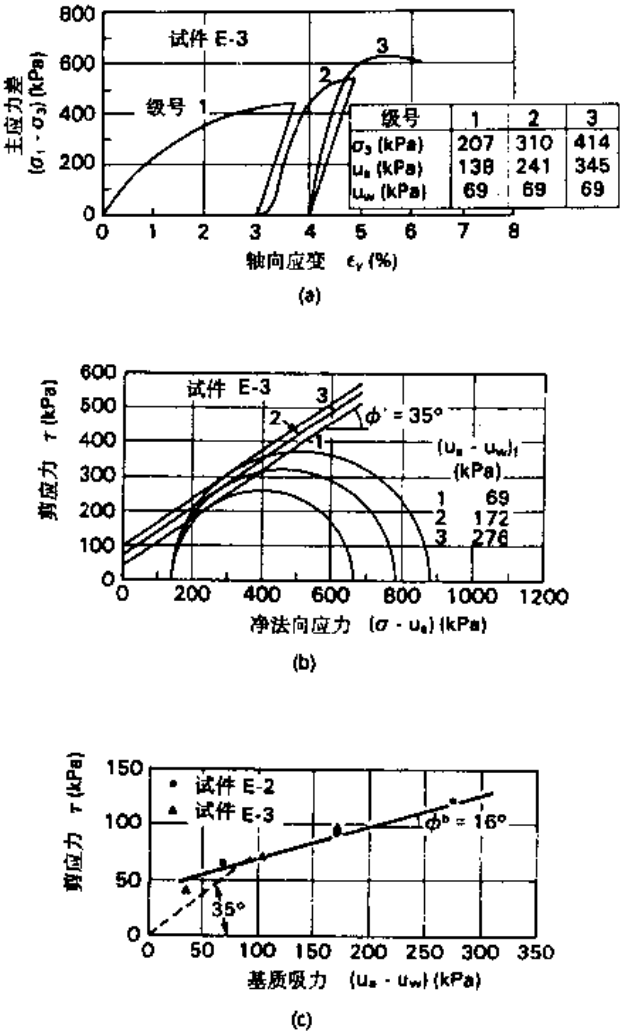
剪强度参数的值。因此，若在分析资料时假定破坏包面为平面，则会引起抗剪强度参数不一致问题。此外，如此整理得到的 c' 值与饱和试件三轴试验取得的 c' 值并不一致（见表 10.3 ）。



级号	1	2	3
σ_3 (kPa)	241	310	379
u_a (kPa)	103	172	241
u_w (kPa)	69	69	69

$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	
1	35
2	103
3	172

图 10.36 Tappen-Notch 丘陵粉土第 E-2 号试件的应力与应变曲线，以及破坏包面的二维展示 （a ）主应力差与应变曲线；（b ） τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的破坏包线



级号	1	2	3
σ_3 (kPa)	207	310	414
u_a (kPa)	138	241	345
u_w (kPa)	69	69	69

$(u_a - u_w)_f$ (kPa)	
1	69
2	172
3	276

图 10.37 Tappen-Notch 丘陵粉土第 E-3 号试件的应力与应变曲线，以及破坏包面的二维展示 （a ）主应力差与应变曲线；（b ） τ 与 $(\sigma - u_a)$ 平面上的破坏包线；（c ）破坏包面与净法向应力为零处的 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面的交线（引自 Krahn 、 Fredlund 和 Klassen ， 1987 ）

破坏包线的非唯一性问题促使人们对 Satija （ 1978 ）的抗剪强度试验资料重新进行分析。在重新分析时， Fredlund 等（ 1987 ）假定与基质吸力有关的破坏包线为曲线。图 10.40 和 10.41 分别为高密度和低密度的压实 Dhanauri 粘土的试验成果。该图为破坏时净法向应力为零 $\left[(\sigma_f - u_a)_f = 0\right]$ 处的抗剪强度与基质吸力的关系曲线。在重新分析中采用的抗剪强度参数 c' 和 ϕ' 值是从饱和试件的固结不排水试验中测得的，见表 10.3 。非线性破坏包线的粘聚力截距为 c'，在基质吸力为零处的坡角 ϕ^b 等于 ϕ' 。对于低密度的试件来说，当基质吸力值大于 50 kPa 时， ϕ^b 角开始明显减低。对于高密度的试件来说，当基质吸力值为 50 ～ 100 kPa 时， ϕ^b 角开始降低。对于低密度试件来说，当基质吸力超过 150 kPa 时， ϕ^b 值到达相对不变的 11°，见

图 10.40 （b）。当高密度试件的基质吸力超过 300 kPa 时，其 ϕ^b 角值到达相对不变的 9°，见图 10.41 （b）。

压实 Dhanauri 粘土的三轴试验（引自 Satija，1978）　　表 10.3

	饱和试件 CU 试验		非饱和试件的试验成果分析（Ho 和 Fredlund，1982a）		
初始干密度和含水量	c'（kPa）	ϕ'（度）	试验类别	c'（kPa）	ϕ^b（度）
低密度			CD	20.3	12.6
ρ_d = 1478 kg/m³	7.8	29			
w = 22.2%			CW	11.3	16.5
			CD	37.3	16.2
高密度					
ρ_d = 1580 kg/m³	7.8	28.5			
w = 22.2%			CW	15.5	22.6

注：ρ_d = 干密度，w = 含水量，CU = 固结不排水，CD = 固结排水，CW = 常含水量

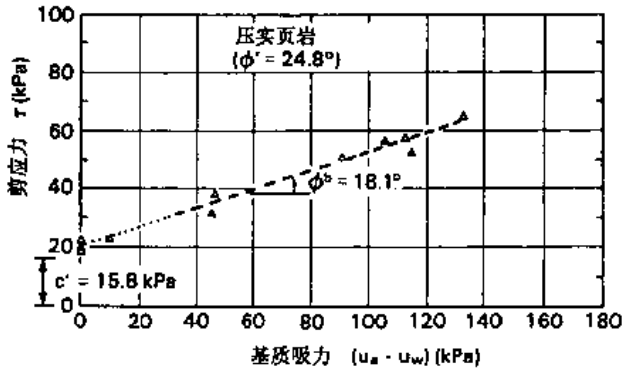


图 10.38　压实页岩的破坏包面和 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面的交线（数据引自 Bishop、Alpan、Blight 和 Donald，1960）

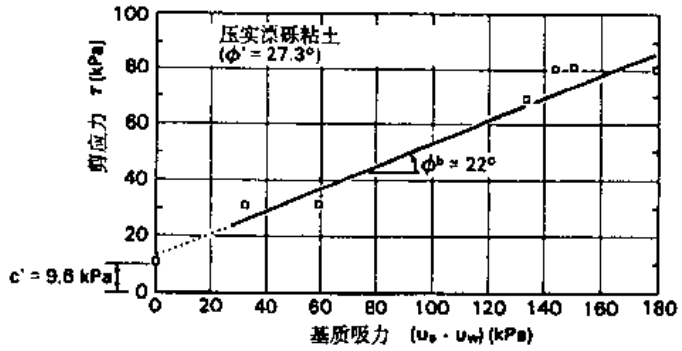


图 10.39　压实漂砾粘土的破坏包面和 τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面的交线（数据引自 Bishop、Alpan、Blight 和 Donald，1960）

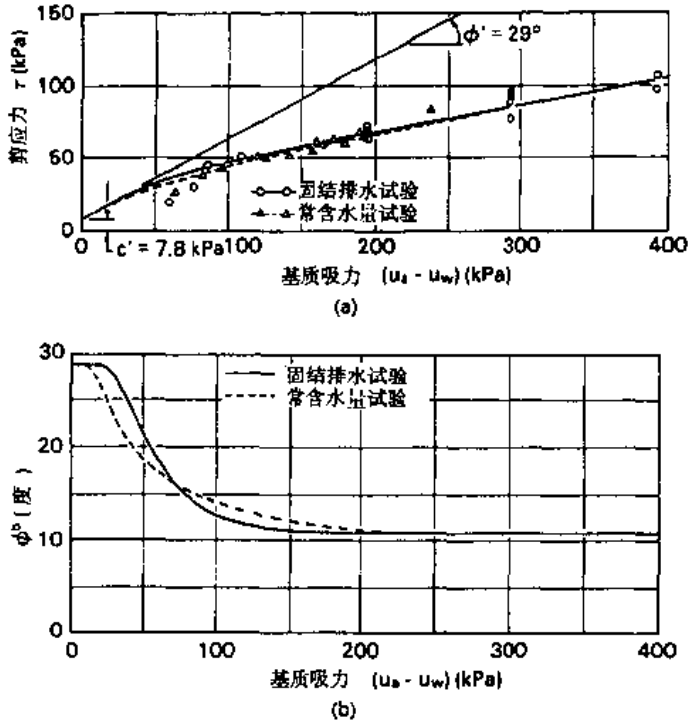


图 10.40 低压实密度 Dhanauri 粘土与基质吸力有关的破坏包线的非线性 （a）低压实密度 Dhanauri 粘土的非线性破坏包线；（b）ϕ^b 与基质吸力的关系曲线

如假定与基质吸力有关的破坏包线为非线性，则固结排水试验和常含水量试验得到的两条破坏包线是甚为一致的。换言之，只要假定破坏包线是非线性的，则不同应力路径或步骤的试验方法为同一种土给出相同唯一性的破坏包线。不管是高还是低密度都是如此。

然而，必须指出，制备密度不同的同一种土应该视为“互异”土。在第 9 章中已说明非线性破坏包线在工程中应用时可采取的若干种处理方法。

不排水和无侧限压缩试验

Chantawarangul （ 1983 ）用非饱和压实试件进行了 6 组不排水和无侧限压缩试验，即 UC 试验。采用的粘质砂土的砂粒含量为 52 %，粉粒含量为 18 %，粘粒含量为 30 %。土的液限为 30 %，塑限为 19 %，缩限为 16 %。土在不同含水量下由 Harvard 小型击实仪压实到高和低密度两种试件。这两种压实含水量一般都比最优含水量低。试件的干密度分别为 1800 和 1700 kg / m^3。

试件在不排水条件下，以 0.0017% / s 的恒定应变速率进行剪切。图 10.42 和 10.43 分别为高和低密度试件的试验成果。从图中可见，总应力强度包线为曲线，但在高的周围压力下该包线变成一水平线，其原因已在第 9 章中解释过。由包线还可见，抗剪强度随试件含水量的增加而减少。由不排水三轴试验和无侧限压缩试验测得高、低密度试件的总强度包线分别示于图 10.44 （a）、（b）。

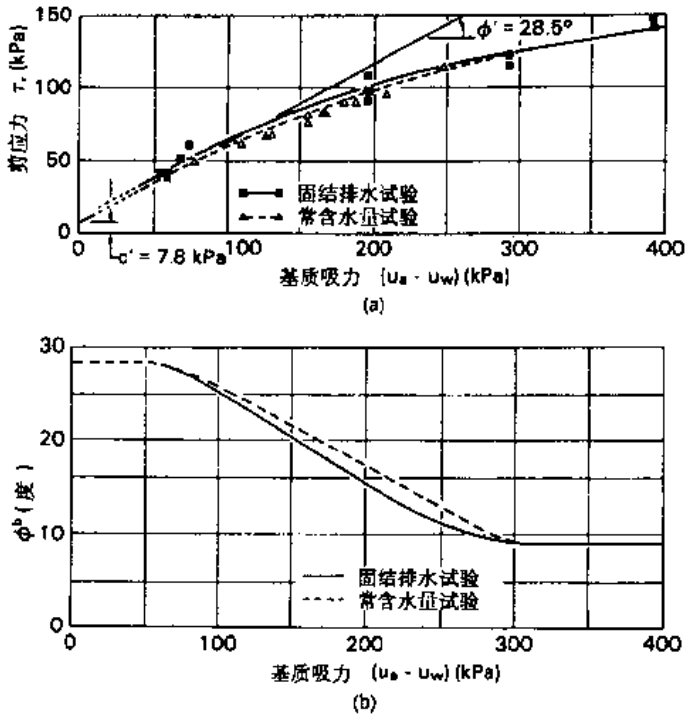


图 10.41　高压实密度 Dhanauri 粘土与基质吸力有关的破坏包线的非线性
（a）　高压实密度 Dhanauri 粘土的非线性破坏包线（数据引自 Satija，1978）；（b）ϕ^b 与基质吸力的关系曲线

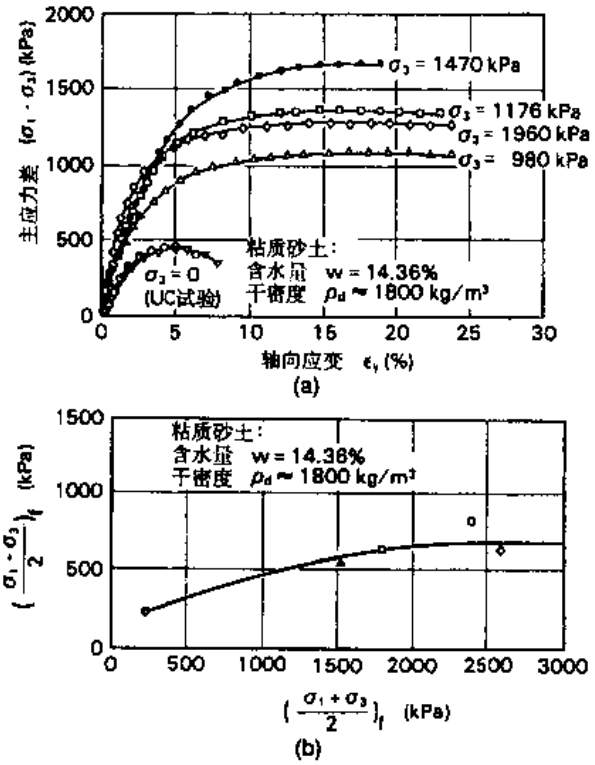


图 10.42　高压实密度粉质砂土的不排水三轴试验和无侧限压缩试验　（a）不同周围压力下的主应力差与应变曲线；（b）总应力强度包线（引自 Chantawarangul，1983）

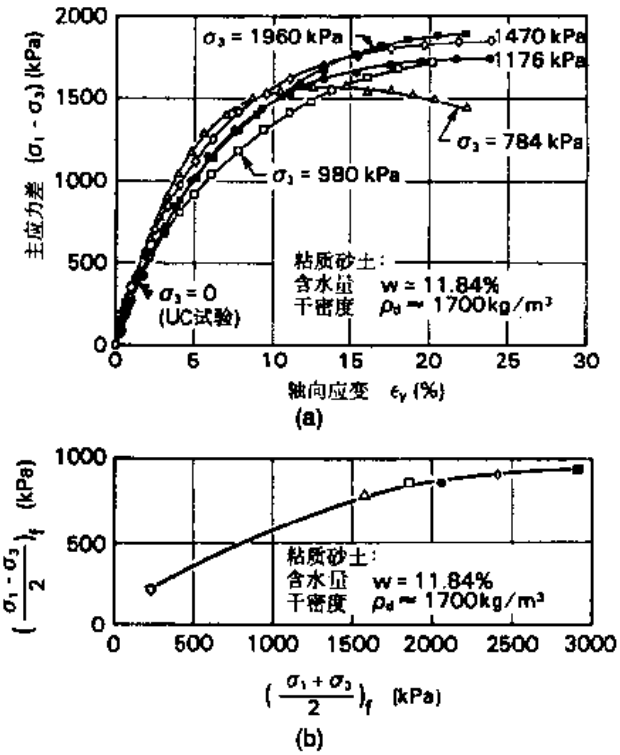


图 10.43　低压实密度粉质砂土的不排水三轴试验和无侧限压缩试验　（a）不同周围压力下的主应力差与应变曲线；（b）总应力强度包线（引自 Chantawarangut，1983）

10.4.2 直剪试验成果

Gan 等（ 1987 ）用压实冰碛土的饱和和非饱和试件进行了多级直剪试验。冰碛土取自 Saskatchewan 省的 Indian Head 地区。土料通过 10 号筛后制备成试件。该土由 28 %砂粒， 42 %粉粒和 30 %粘粒组成。其液限和塑限分别为 35.5 %和 16.8 %。试验之前先进行标准 AASHTO 击实试验。最大干密度和最优含水量分别为 1815 kg / m^3 和 16 %。

对经过饱和的压实试件进行了若干个单级直剪试验以及多级直剪试验，测定其抗剪强度参数 c' 和 ϕ'。 Indian Head 冰碛土的有效粘聚力截距为 10 kPa，有效内摩擦角为 25.5°（见图 10.45 ）。饱和试件的多级直剪试验表明， 1.2 mm 的剪切位移足以发挥出峰值强度（ Gan，1986 ）。因此，为 50 × 50 mm 试件的多级直剪试验选用 1.2 mm 剪切位移，作为各级的破坏准则。

用五个压实试件进行了五个多级固结排水直剪试验。五个试件的初始干密度和含水量列于表 10.4 。试验是在改进的直剪仪中进行的，并采用了轴平移技术（ Gan 和 Fredlund， 1988 ）。选用的位移速率为 1.7 × 10^{-4} mm / s 。每一试件进行 3 ～ 7 级剪切。在试验中维持净法向应力 $(\sigma_n - u_a)$ 为常数 72 kPa，但各级间的基质吸力 $(u_a - u_w)$ 是不同的，见表 10.4 。基质吸力介于 0 到 500 kPa 之间。于是，可得到抗剪强度与基质吸力之间的破坏包线，并可算出参数 ϕ^b。

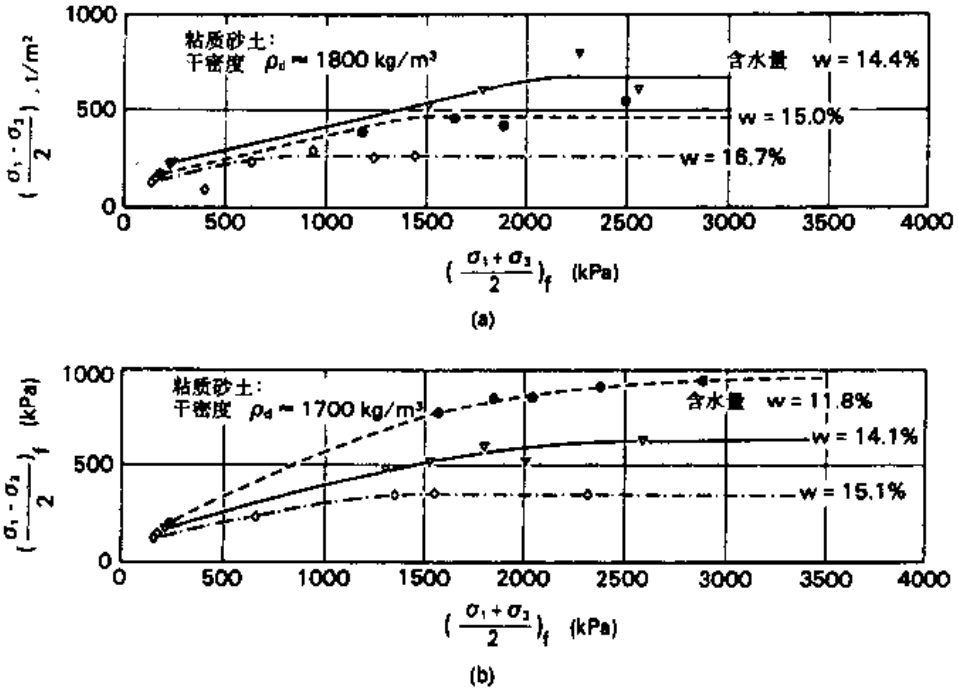


图 10.44 由不排水三轴试验和无侧限压缩试验测得的总强度包线

（a） 高密度试件的总强度包线；（ b ）低密度试件的总强度包线（引自 Chanawarangul， 1983 ）

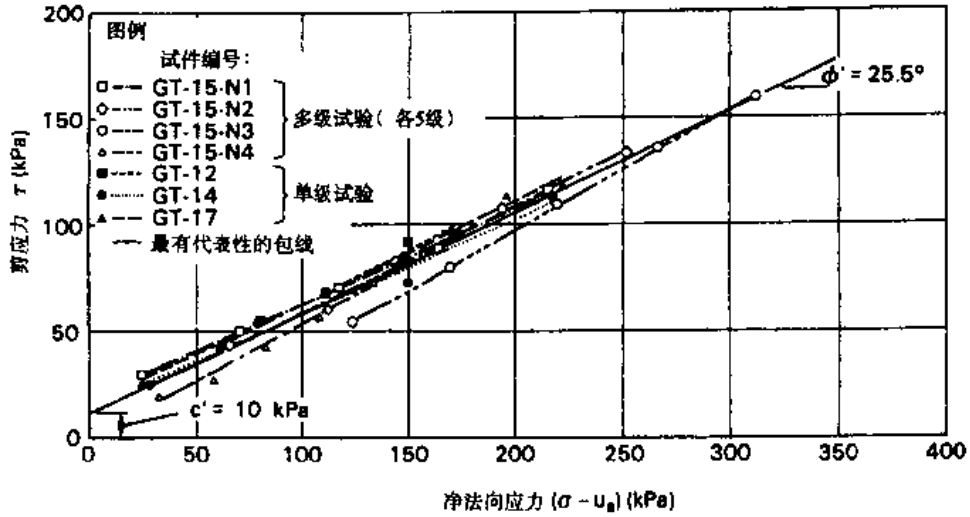
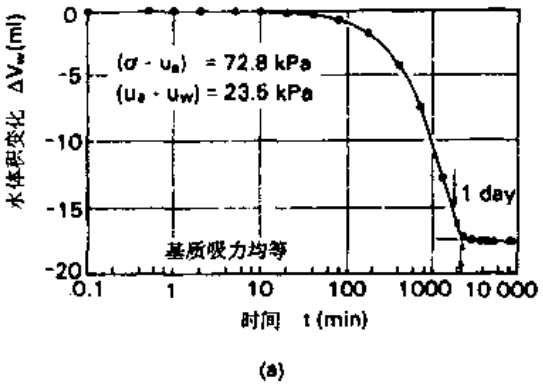


图 10.45　饱和冰碛土由直剪试验给出的 Mohr-Coulomb 破坏包线（引自 Gan 、 Fredlund 和 Rahadjo， 1988 ）

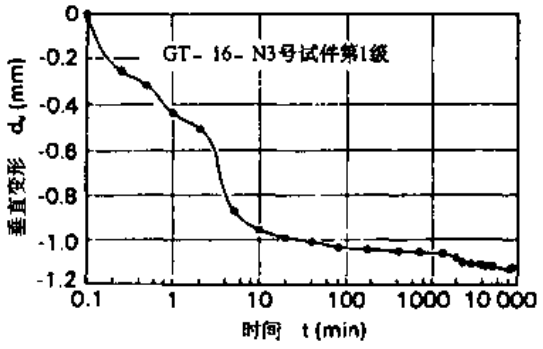
图 10.46 和 10.47 表示试件在剪切前的固结过程中的水体积变化和垂直变形。一般说来，基质吸力在 1 天左右达到均等化。图 10.48 和 10.49 是两个非饱和试件的多级直剪试验的典型成果。图 10.48 （ b ）和 10.49 （ b ）中的垂直变形与水平位移关系曲线表明，除了在初始诸级的低基质吸力情况之外，土在剪切过程中一般发生剪胀。这些曲线表明，在高的基质吸力下，试件的厚度随水平位移的增加而增加。

非饱和冰碛土试件的多级直剪试验（引自 Gan 等， 1987 ）　　表 10.4

试件号		GT-16-N1		GT-16-N2		GT-16-N3		GT-16-N4		GT-16-N5	
初始状态											
孔隙比 e_0		0.77		0.53		0.69		0.51		0.54	
饱和度 S_0（%）		42		59		48		65		61	
含水量 w_0（%）		11.8		11.5		12.3		12.2		12.1	
各级的应力（kPa）		GT-16-N1		GT-16-N2		GT-16-N3		GT-16-N4		GT-16-N5	
		$\sigma-u_a$	u_a-u_w	$\sigma-u_a$	u_a-u_w	$\sigma-u_a$	u_a-u_w	$\sigma-u_a$	u_a-u_w	$\sigma-u_a$	u_a-u_w
级号	1	70.94	37.86	71.28	176.95	72.83	23.45	72.55	16.62	73.73	0.85
	2	71.29	176.89	71.58	314.7	72.84	79.04	72.61	60.69	72.58	33.89
	3	71.58	315.25	71.99	453.53	72.68	448.05	72.59	120.3	72.59	78.07
	4					72.68	448.05	72.56	239.83	72.57	126.2
	5							72.58	347.7	72.55	204.53
	6							72.53	494.5	72.57	321.89
	7									72.20	504.34

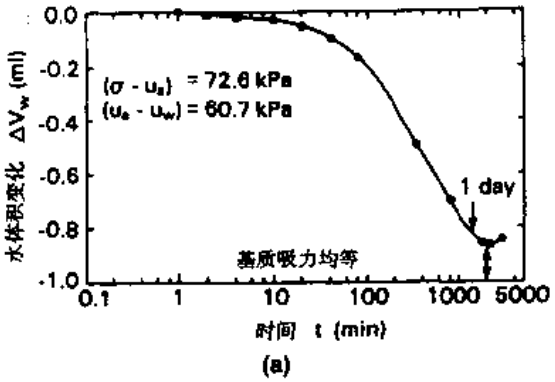


(a)

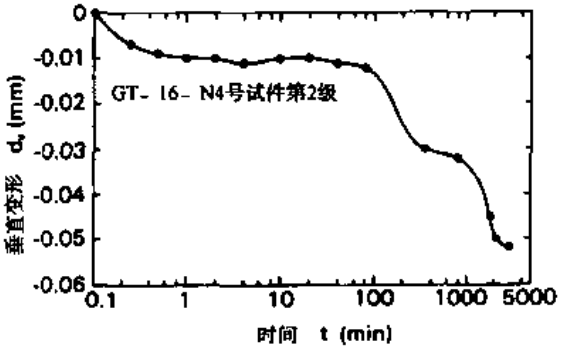


(b)

图 10.46 GT-16-N3 号试件基质吸力均等化过程中的水体积变化和固结（a）水体积变化与时间关系曲线；（b）试件的垂直变形与时间的关系曲线（引自 Gan 和 Fredlund，1988）



(a)



(b)

图 10.47 GT-16-N4 号试件基质吸力均等化过程中的水体积变化和固结（a）水积变化与时间的关系曲线；（b）试件的垂直变形与时间的关系曲线（引自 Gan 和 Fredlund，1988）

图 10.48（c）和 10.49（c）是剪应力与基质吸力之比与水平位移的关系曲线。从曲线上可见，比值的峰值随基质吸力的增加而降低。在高的基质吸力下，这些峰值趋近相对比较低的常数。

图 10.50（a）为剪应力与基质吸力之间的典型关系曲线。图中表示的为相应于剪切位移 1.2 mm 的剪应力。连接这些剪应力值的线，即剪应力与基质吸力之间的破坏包线。图 10.50（a）相当于破坏时平均净法向应力为 72 kPa 的包线。Indian Head 冰碛土的试验成果显示出与基质吸力有关的破坏包线的明显非线性。图 10.50（b）示出沿着曲线型包线的 ϕ^b 角与基质吸力的变化关系。

图 10.51（a）为五个非饱和试件的多级直剪试验成果的汇总（表 10.4）。它们落入一破坏带内形成若干非线性破坏包线。图 10.51（b）为包线的坡角 ϕ^b 与基质吸力的关系曲线。当基质吸力接近零时，ϕ^b 角等于 ϕ'（即 25.5°）。当基质吸力为 50 ～ 100 kPa 时，ϕ^b 角明显降低。当基质吸力超过 250 kPa 时，ϕ^b 角接近于常数，其范围介于 5° 到期 10° 之间。图 10.45 和 10.51 的破坏包线的离散看来，主要是由于各试件的初始孔隙比略有不同所致。

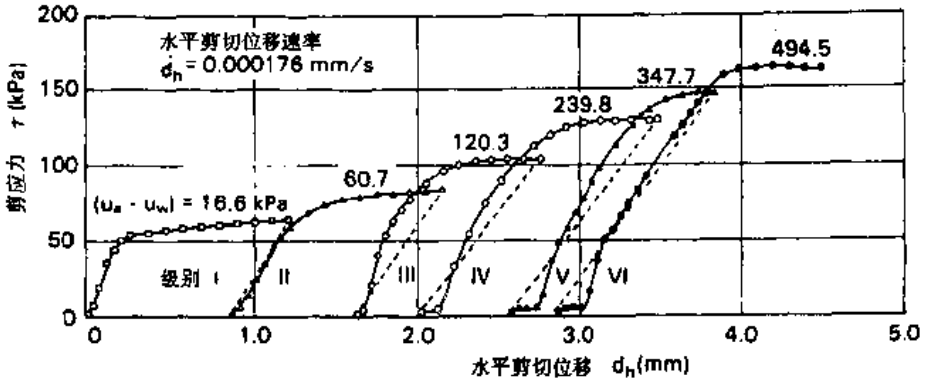


图 10.48　GT-16-N4 号非饱和冰碛土试件的多级直剪试验成果（a）剪应力与水平位移曲线；（b）垂直变形与水平位移曲线；（c）$\tau/(u_a - u_w)$ 与水平位移曲线（引自 Gan、Fredlund 和 Rahardjo，1988）

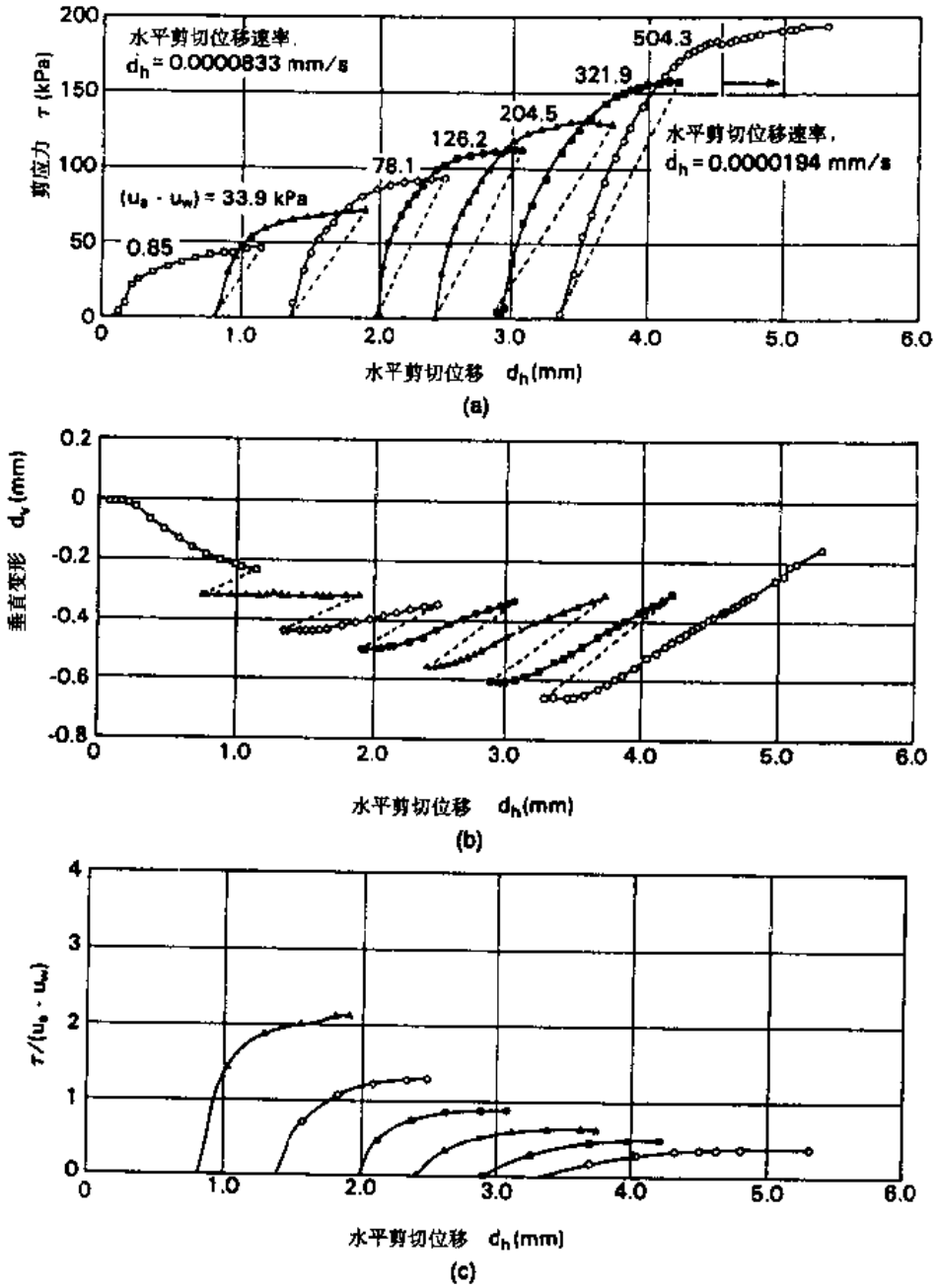


图 10.49 GT-16-N5 号非饱和冰碛土试件的多级直剪试验成果

（a） 剪应力与水平位移曲线；（b）垂直变形与水平位移曲线；（c）$\tau/(u_a - u_w)$ 与水平位移曲线（引自 Gan、Fredlund 和 Rahardjo， 1988）

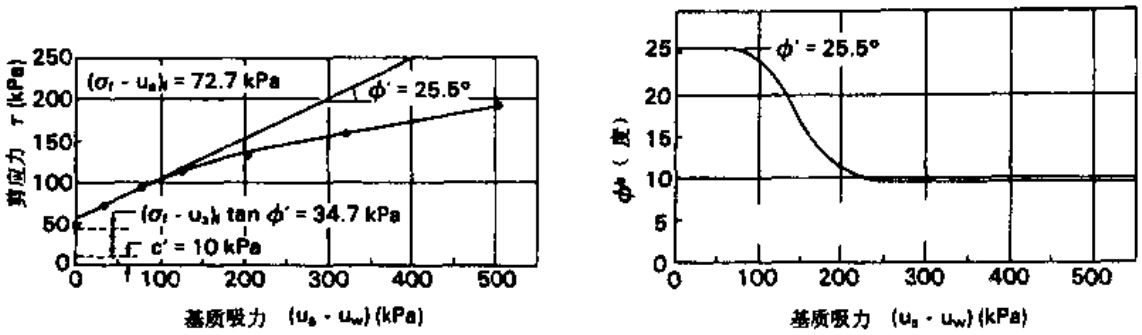
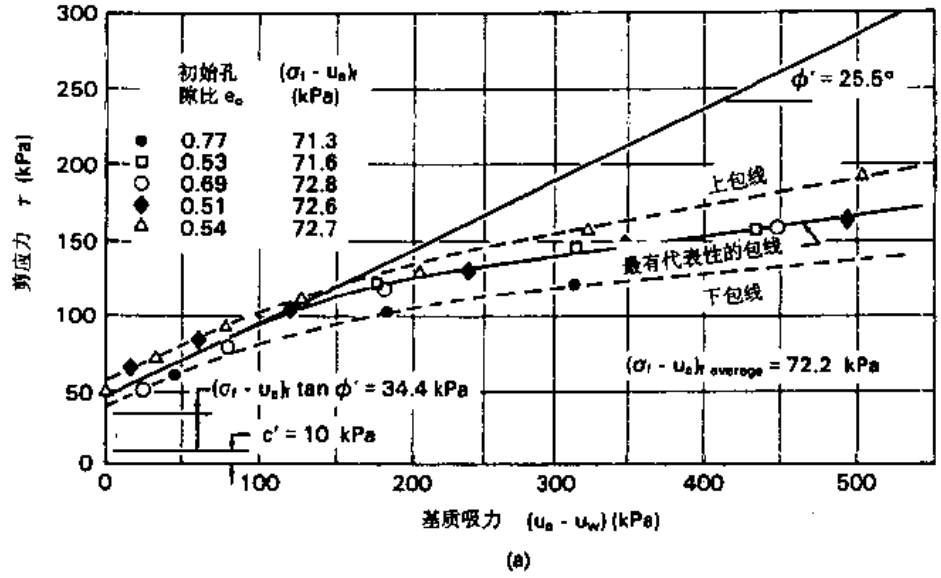


图 10.50　GT-16-N5 号非饱和冰碛土试件的破坏包线　（a）τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面上的破坏包线；（b）ϕ^b 值与基质吸力的关系曲线。（引自 Gan、Fredlund，1988）

Escario 和 Sáez（1986）用三种压实土进行了直剪试验后也测得了非线性的破坏包线。表 10.5 中列出了与这三种土试验有关的性质指标、初始状态、固结时间和位移速率等。所采用的经过改进的直剪仪与上节中介绍者相类似。采用的是固结排水试验方法和轴平移技术。图 10.52 和 10.53 分别表示了 Guadalix de la Sierra 红粘土和马德里粘质砂土的压实试件的试验成果。在第 9 章中曾介绍过马德里灰色粘土的试验成果。上述所有试验成果显示了与基质吸力有关的破坏包线的非线性。而与净法向应力有关的破坏包线基本上全是线性的（见图 10.52（a）和 10.53（a））。从工程实用观点出发，在上述试验中施加的基质吸力范围是非常大的，它从 0 到 700 kPa。

非饱和压实土的直剪试验（引自 Escario 和 Sáez，1986）　　表 10.5

性质指标	马德里灰粘土	Guadalix de la Sierra 红粘土	马德里粘质砂土
液限	71	33	32
塑性指数	35	13.6	15
通过下列诸筛号百分数（%）			
10	—	—	100
16	—	100	94
40	100	97	48
200	99	86.5	17
AASHTO 标准击实试验			
最大干密度（kg / m³）	1330	1800	1910
最优含水量（%）	33.7	17	11.5
初始状态			
ρ_{d0}（kg / m³）	1330	1800	1910
w_0（%）	29	13.6	9.2
$(u_a - u_w)_0$（kPa）	8.5	2.8	0.7
外加总应力和基质吸力下的固结时间（d）	4	4	4
位移速率 d_h（mm / s）	2.8×10^{-5}	2.8×10^{-5}	2.8×10^{-5}
达破坏所需时间 t_f（d）	2.5 — 3	2 — 3	1 — 2



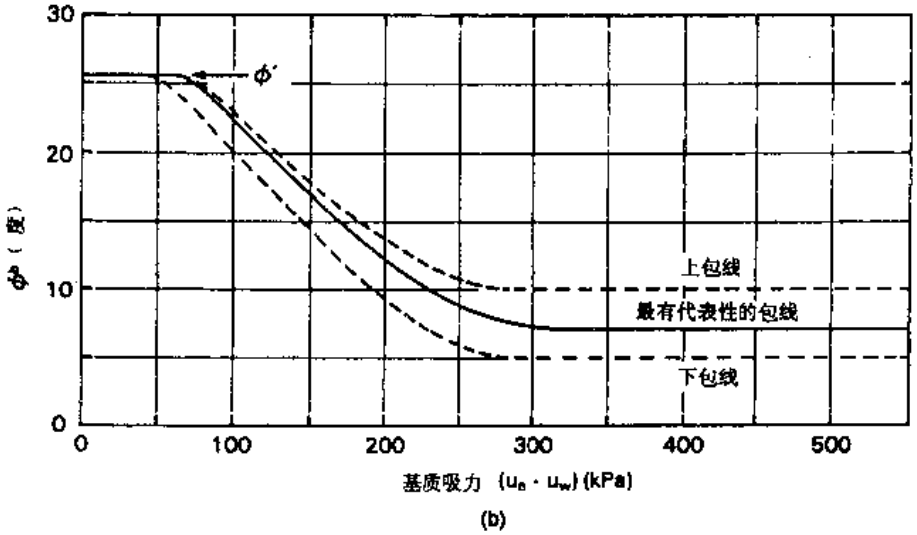


图 10.51 非饱和冰碛土试件的破坏包线 （a） τ 与 $(u_a - u_w)$ 平面上的破坏包线；（b） 破坏包线簇的上、下限，以及最有代表性的包线坡角 ϕ^b 与基质吸力的关系曲线●（引自 Gan、Fredlund 和 Rahardjo，1988）

● 原文纵座标误为剪应力 τ（kPa），应为 ϕ^b 角（度）——译注。

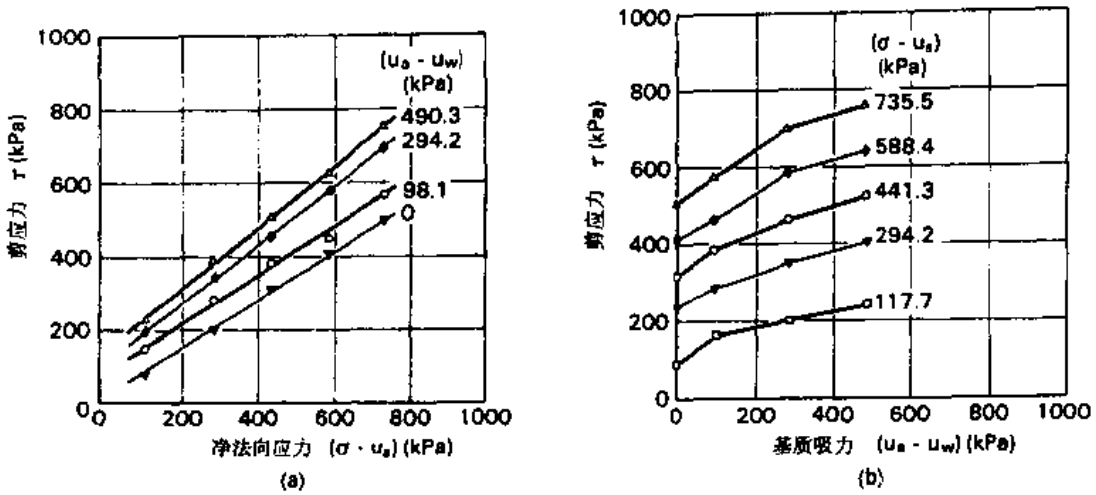


图 10.52　Guadalix de la Sierra 红粘土压实试件的直剪试验成果　（a）τ 与$\left(\sigma - u_a\right)$平面上的破坏包线；（b）$\tau$ 与$\left(u_a - u_w\right)$平面上的破坏包线（引自 Escario 和 Sà ez，1986）

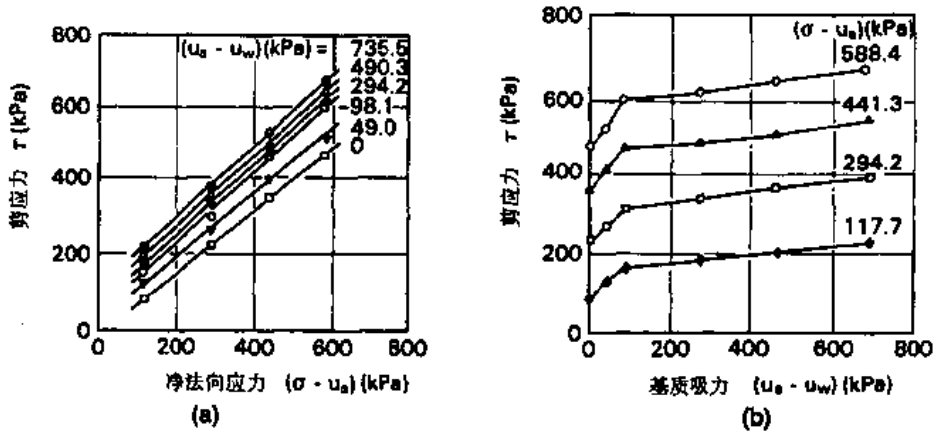


图 10.53　马德里粘质砂土压实试件的直剪试验成果　（a）τ 与$\left(\sigma - u_a\right)$平面上的破坏包线；（b）$\tau$ 与$\left(u_a - u_w\right)$平面上的破坏包线（引自 Escario 和 Sà ez，1986）

第 11 章　塑性与极限平衡

土力学中遇到的变形问题，可以根据涉及的应力水平分为两类。偏应力水平较低的问题可认为属于弹性范围，用弹性理论进行分析。偏应力水平较高的问题可认为属于塑性范围，用塑性理论进行分析。这两类问题在理想化的应力应变关系曲线图上看得很清楚（图 11.1）。

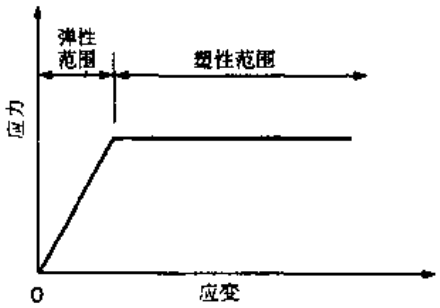


图 11.1　理想化的弹塑性性状使变形分析分成两类

本章中考虑的问题均假设土的性状是完全塑性的情况。如塑性平衡状态只限于在很薄的某具体区域内，则属于极限平衡分析问题。很薄的塑性区称为滑动面。这些假设当然是土的真实性状的粗略简化，但对土力学实践中常见的各种分析提供了有用的分类依据。分类为所研究的土体性状规定了理论界限。

在土力学分析中有三类塑性平衡问题：（1）侧向土压力分析；（2）地基承载力分析；（3）边坡稳定分析。每种情况均满足一定的平衡方程和破坏条件（亦即破坏准则）。本章讨论这三类土力学分析的典型课题，分析中考虑土具有负的孔隙水压力（或基质吸力）。

塑性分析可进一步分为两种情况。一种情况是，做土的试验时将孔隙水压力的影响用某种方法模拟进去（即总应力法）。另一种情况是，将孔隙水压力参数放进去进行分析（即应力状态变量法）。本章主要讨论后一种情况，分析中采用实测或估计的孔隙压力。

11.1　土压力

土力学最早的一些研究工作是关于挡土墙土压力问题。然而，关于非饱和土作用于工程结构上的土压力问题，却很少见到这方面的资料。膨胀土产生的土压力是人们关注的问题，但直到最近才有这方面的土压力理论提出。不能仅仅说在挡土结构后面不应回填粘性土就够了。经验表明，与挡土结构性状有关的问题通常涉及压实粘性土。Ireland（1964）指出，在他所研究的、出现问题的挡土墙中有 68 %是回填粘性土或建造在粘性土地基上。

挡土结构遇到的一些问题是由于粘性膨胀土因环境条件变化而趋于发生较大体变所引起的。还有一些情况是，采用非饱和土作为回填土或紧靠土体现浇结构构件。对这些情况下的挡土结构性状显然研究得不够。

本节介绍适用于非饱和土的土压力理论，并提出竖直或近乎竖直边坡的临界高度的计算公式。分析中，假设地下水是处于稳定状态。

在讨论土体的主动和被动土压力之前，有必要先讨论静止状态下的土压力。静止状态的意义特别重要，因为负孔隙水压力使土体收缩并在靠近地表处开裂。即使是“静止”两个字的含义也必须重新考虑。形成裂缝的机制十分重要，在讨论主动和被动土压力之前将首先考虑这个问题。

11.1.1 静止土压力

水平表面土体中的总竖向应力计算，对饱和土和非饱和土是一样的（图 11.2）。总竖向应力σ_v称为上覆压力：

$$\sigma_v = \int_0^H \rho g \, dy \qquad (11.1)$$

式中

ρ——总密度；

g——重力加速度；

y——地面以下竖向距离；

H——土中所考虑的深度。

对均匀土体情况，总竖向应力可写成：

$$\sigma_v = \rho g H \qquad (11.2)$$

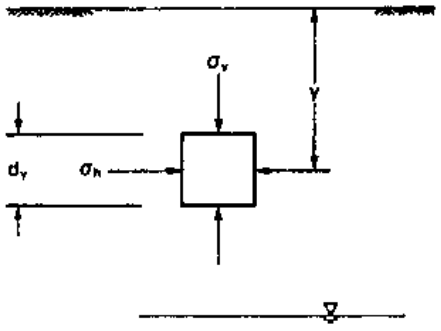


图 11.2 土体中的竖向应力和水平应力

孔隙气压力通常与大气压力相平衡。地下水位以上的孔隙水压力可以估计或实测。某些情况下，可根据静水条件进行估计。

地面下任意深度处的水平压力σ_h可用竖向压力 σ_v的比率表示。每种压力均可采用孔隙气压力（或大气压力）作为基准。将静止土压力系数 K_0定义为：

$$K_0 = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \qquad (11.3)$$

静止土压力系数的数值很难从理论上确定，因为它同土体所经历的应力历史有关，比较复杂。然而，从土体内部的弹性平衡可以大致理解静止土压力系数的涵义，也可以大致知道土体可能出现裂缝的深度。

土的弹性本构关系将在第 12 章介绍，它将在本章中用于进行弹性分析。均质、各向同性非饱和土体中竖向的应力应变关系可用下式表示：

$$\varepsilon_v = \frac{(\sigma_v - u_a)}{E} - \frac{2\mu}{E}(\sigma_h - u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H} \qquad (11.4)$$

式中

ε_v——竖直方向的法向应变；

σ_v——竖直方向的总法向应力；

σ_h——水平方向的总法向应力；

μ——泊松比；

E——与（$\sigma - u_a$）变化有关的弹性模量；

H——与（$u_a - u_w$）变化有关的弹性模量；

u_a——孔隙气压力；

u_w——孔隙水压力。

水平方向的应力应变关系可写成：

$$\varepsilon_h = \frac{(\sigma_h - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_v + \sigma_h - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H} \qquad (11.5)$$

式（11.5）对两个水平方向均适用。完整、均质的非饱和土体处于静止或 K_0状态时，其水平方向应变可取为零（即$\varepsilon_h = 0$）。根据式（11.5），净水平应力可写成竖向应力的函数：

$$(\sigma_h - u_a) = \frac{\mu}{1-\mu}(\sigma_v - u_a) - \frac{E}{(1-\mu)H}(u_a - u_w) \qquad (11.6)$$

将式（11.6）的两边除以净竖向应力，便得静止土压力系数的表达式：

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu} - \frac{E}{(1-\mu)H}\frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)} \qquad (11.7)$$

基质吸力为零时，式（11.7）也就恢复为饱和土的静止土压力公式。当土中存在基质吸力时，水平应力会减小，其减小值是所考虑的深度的函数。在较浅处，不大的基质吸力就可以使净水平应力变为零，甚至于变为负的。如果土承受不了拉应变，便会从地面开始往下产生裂缝。

粘土在首次加荷条件下的典型 K_0 值大约为 0.3 至 0.7 范围，取决于土的泊松比。考虑某湖相沉积土层缓慢变干的过程，假设 $\mu = 0.35$，$E / H = 0.17$，$\rho = 1886\,\text{kg} / \text{m}^3$。图 11.3 表示不同上覆压力作用下静止土压力系数与基质吸力的关系。当土是饱和的，而且没有基质吸力时，静止土压力系数为 0.538。静止土压力系数随基质吸力的增加而减小。任何深度均如此，但在较浅处，静止土压力系数减小得最多。静止土压力系数 K_0 等于零时，也就意味着要出现裂缝。

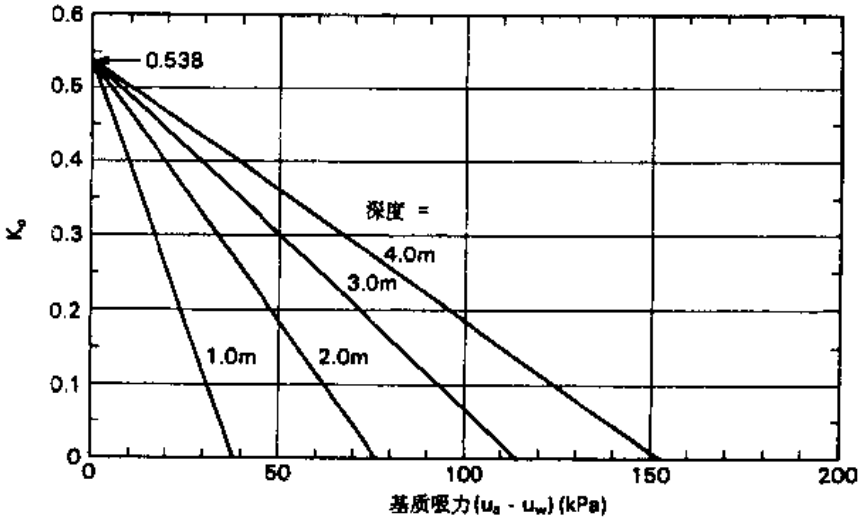


图 11.3 静止土压力系数 K_0 与基质吸力的关系

上面举的是经过简化的例子，没有考虑土层过去可能经历过的干、湿作用和加、卸荷过程。图 11.4 表示饱和土历史上在沉积、侵蚀和再加荷过程中经历的典型水平向和竖向有效应力路径。非饱和土在干湿循环过程中经历的应力路径可能比这还要复杂。静止土压力系数可能从零变到等于被动土压力系数。

如果已知所有的弹性参数，并且上述分析是针对经历过复杂应力历史的土进行的，静止土压力系数应当是切线值，而不是割线值（图 11.4）。工程师关心的通常是割线值。上述分析主要适用于沉积刚完成时的情况，但即便是这种情况，弹性参数也是很难准确估计的。因此，对静止土压力系数提出过许多经验公式。

Bishop（1959）对静止压力系数进行了广泛的试验研究，结果表明，Jaky（1944）提出的经验公式可用于各种实际目的（图 11.5）：

$$K_0 = 1 - \sin\phi' \qquad (11.8)$$

式中

ϕ' ——有效内摩擦角。

此公式适用于土的初次加荷情况。其他研究人员也支持采用这个公式（ Simons， 1958；Brooker 和 Ireland， 1965 ）。 Bishop （ 1957， 1958 ）和 Simons （ 1958 ）的试验结果列于表 11.1 。

将土放在侧壁不变形的容器内夯实时，土中可能产生大于竖向压力的水平压力（亦即 $K_0 > 1.0$ ）。膨胀土中也有可能产生大于竖向压力的侧向压力，甚至于可能使土进入被动土压力状态而发生剪切破坏。在固结仪环刀中的试样就出现过这种情况，如图 11.6 所示。试验结果还表明，土的 K_0 值是土的超固结比的函数， K_0 值随超固结比的增大而增大（ Ladd， 1971 ）。

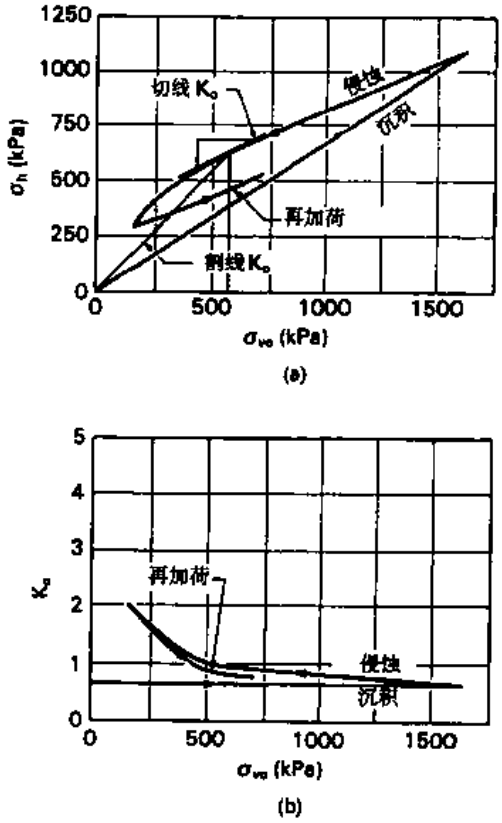


图 11.4 饱和土在沉积、侵蚀、再加荷过程中因上覆应力变化而造成的结果

（ a ）相应于不同有效竖向应力的有效水平应力；（ b ）相应于不同应力历史的静止土压力系数 K_0（ Morgenstern 和 Eisenstein， 1970 ）

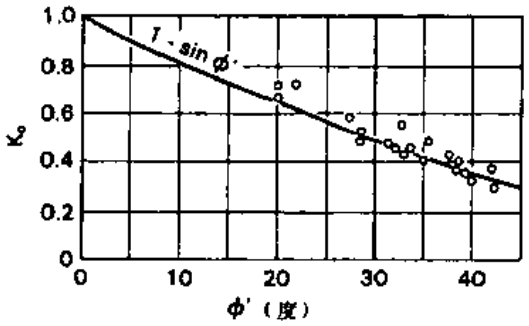


图 11.5 有效内摩擦角与静止土压力系数 K_0 的关系（引自 Bishop， 1958 ）

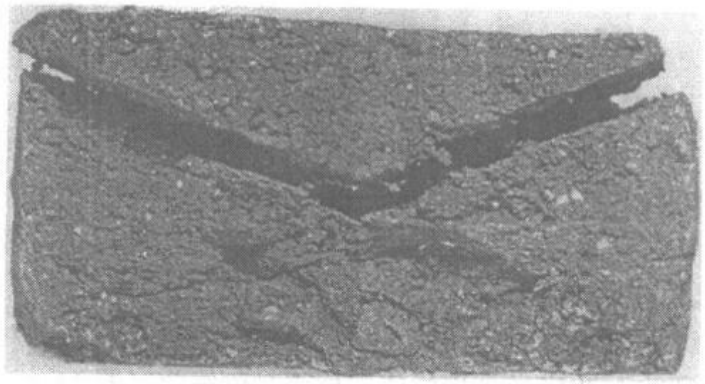


图 11.6 压实冰碛粘土由于在固结仪环刀中膨胀引起的被动型破坏

根据 Bishop（1957，1958）和 Simons（1958）试验结果得出的静止土压力系数 表 11.1

土的种类	液限 w_L	塑限 w_P	塑性指数 I_P	活动性	K_0
疏松饱和砂	—	—	—	—	0.46
密实饱和砂	—	—	—	—	036
压实残积土	—	—	9.3	0.44	0.42
压实残积土	—	—	31	1.55	0.66
原状有机粉质粘土	74.0	28.6	45.4	1.2	0 57
重塑高岭土	61	38	23	0.32	0.66
原状海洋粘土	37	21	16	0.21	0.48
超灵敏粘土	34	24	10	0.18	0.52

11.1.2 开裂深度的估计

静止土压力系数可用于估计土体开裂的深度。假设裂缝底端处静止土压力系数 K_0 值为零。土体破坏前承受不了任何拉应变。

设干燥土层中的竖向裂缝的深度为 y_c，如图 11.7 所示。在裂缝底端处，净水平应力为零〔亦即（$\sigma_h - u_a$）＝0），式（11.6）成为：

$$\left(\sigma_v - u_a\right)_c = \frac{E}{\mu H}\left(u_a - u_w\right)_c \qquad (11.9)$$

式中，足标 c 指裂缝底端。式（11.9）表明，均质土体中的裂缝深度与基质吸力以及土的弹性参数有关。

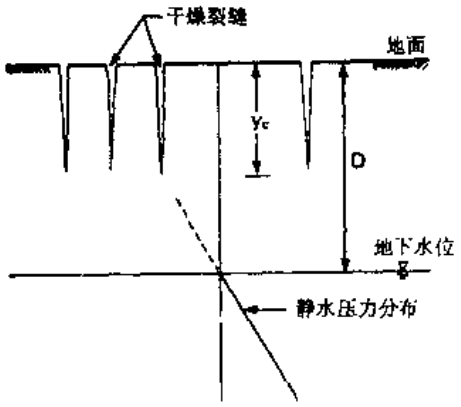


图 11.7 典型干燥粘土中从地面往下延伸的裂缝

对基质吸力随土层深度的变化，可作多种假设。图 11.8 所示的是一种典型的基质吸力分布，负孔隙水压力与地下水位以上的距离呈线性变化（分布 A）。采用变量 f_w 使孔隙水压力能够用静水压力的百分比表示，f_w 大于 1.0 则表示负孔隙水压力大于负静水压力。这类分布代表存在净向上水流的情况。土中任意深度 y[●] 处的基质吸力可以写成：

$$\left(u_a - u_w\right)_y = f_w \rho_w g(D - y) \qquad (11.10)$$

式中

D——从地面至地下水位的距离。

均质土层中任意深度 y 处的净竖向应力可以写成：

$$\left(\sigma_v - u_a\right)_y = \rho g y \qquad (11.11)$$

● 原文误为 d——译注。

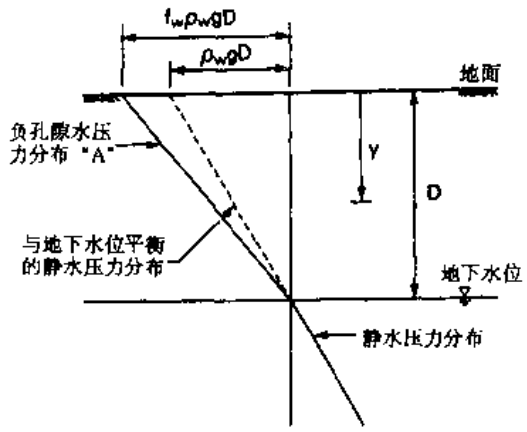


图 11.8 理想化的基质吸力分布 "A" ——从地面至地下水位呈线性变化

将式（11.10）和（11.11）代入式（11.9），便得开裂深度 y_c 的计算公式：

$$y_c = \frac{D}{1+\dfrac{\mu\rho H}{f_w\rho_w E}} \tag{11.12}$$

上述分析假设土没有多少抗剪强度。Lau（1987）指出，如果在上述分析中考虑土破坏时的拉应变，则预测的开裂深度将减小 0.1 m 左右。

为说明式（11.12），假设土的总密度为 1886 kg / m^3，并且基质吸力分布相当于静水条件。在此情况下，相应于不同弹性参数 E / H的开裂深度与地下水位深度的比值如图 11.9 所示。Lau（1987）认为，初始饱和粘土的 E / H值一般在 0.15 ～ 0.20 范围。对泊松比为 0.35 的情况，预计开裂深度为地下水位深度的 20 %左右。开裂深度随吸力增大而增加。例如，f_w = 2.0 时，上述情况下的开裂深度将增加到等于地下水位深度的 34 %。

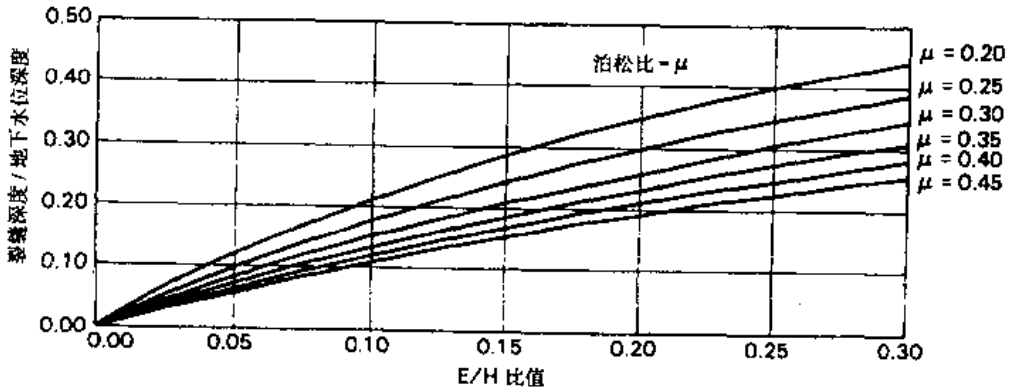


图 11.9 相应于基质吸力为静水分布情况（亦即 f_w = 1.0）下的 E / H比值和裂缝深度与地下水位深度比值的关系曲线

对上述开裂深度的分析，没有进行过什么验证。在这里介绍主要是为了便于说明问题的物理意义。分析中假设土具有简单的应力历史。

11.1.3 延伸的 Rankine 土压力理论

可以假定土处于塑性平衡状态而求得非饱和土的主动和被动土压力。首先回顾一下破坏

面为平面情况时土体中的应力状态。假设大主应力和小主应力的方向在各点都是相同的。问题的解答即所谓 Rankine 土压力理论。为了使它适用于非饱和土，需要将它的某些传统概念加以延伸，故称延伸的 Rankine 土压力理论。

图 11.10 表示将一个无摩擦力的竖直平面插入无限深土体中。任意深度处的非饱和土单元上作用有竖向应力σ_v和水平应力σ_h。假设这两个力作用的平面为主应面，则竖向应力和水平应力也就是主应力。地面是水平的，竖向应力用土的密度的函数表示。

非饱和土单元的应力状态可用延伸的 Mohr 图表示，如图 11.11 所示。相应于极限或破坏状态的公式（即抗剪强度公式）可写如下式（见第 9 章）：

$$\tau = c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad (11.13)$$

式中

τ——抗剪强度；

c'——有效粘聚力；

σ_n——破坏面上的总法向应力；

ϕ^b——与基质吸力变化有关的摩擦角。

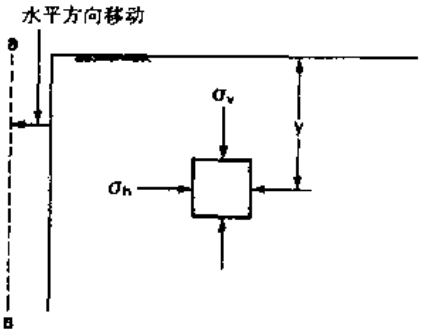


图 11.10 当无摩擦力挡墙有水平移动时，墙后土体中作用于土单元上的应力

式（11.13）可改写成与用于饱和土的类似形式：

$$\tau = c + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' \quad (11.14)$$

总粘聚力 c 可写成：

$$c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b \quad (11.15)$$

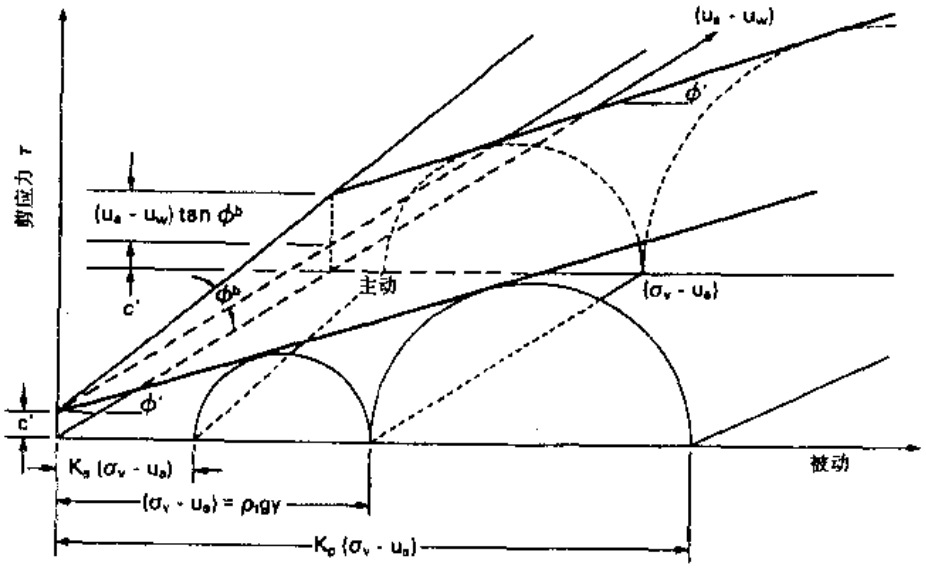


图 11.11 具有基质吸土中的主动和被动土压力

采用这种形式表示非饱和土的抗剪强度有它的优点，即用于饱和土的有关推导可以很容易地修改成为也适用于非饱和土，只要记住土的粘聚力是由两部分组成（即有效粘聚力和由于基质吸力产生的粘聚力）。

土体中的初始总竖向应力等于上覆压力ρgy。总水平应力等于上覆压力乘以静止土压力系数。假设土中具有初始基质吸力等于$(u_a - u_w)_0$而且控制孔隙水压力的环境条件在所分析的

期间保持常数。假设总应力变化不影响孔隙压力。

主动土压力

设图 11.10 中的墙 a-a 向离开土体的方向移动。这时候，土体中的水平应力将减小，一直到出现塑性平衡状态而达到极限值。也就是说，由于水平应力减小而造成破坏。这时候，水平应力必定是小主应力而竖向应力是大主应力。可以根据竖向应力和土的破坏准则计算到达主动状态时土中任意点的水平应力。

从图 11.11 可以看出，土中的主动和被动压力随基质吸力的改变而变化的情况。基质吸力增加时，主动压力减小。换言之，土中的负孔隙水压力愈大，土的强度亦愈大，因此墙承受的力也就愈小。

设图 11.10 所示土体中具有一定的基质吸力。深度 y 处的单元上作用有上覆压力 σ_v。该单元及其有关变量的定义如图 11.12 中所示。如果墙向离开土体的方向移动，便会产生主动土压力（$\sigma_h - u_a$）。根据 Mohr 圆的几何关系，可以写出以竖向压力（$\sigma_v - u_a$）表示的水平压力如下：

$$\sin\phi' = \frac{\left((\sigma_v - u_a) - (\sigma_h - u_a)\right)/2}{\frac{(\sigma_h - u_a) + (\sigma_v - u_a)}{2} + c\cot\phi'} \tag{11.16}$$

式中

c——总粘聚力（即 $c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$）。

经整理，式（11.6）可写成：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} - 2c\frac{\cos\phi'}{1 + \sin\phi'} \tag{11.17}$$

利用下列几何关系：

$$\frac{\cos\phi'}{1 + \sin\phi'} = \sqrt{\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}} \tag{11.18}$$

可将式（11.17）进一步简化为：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} - 2c\sqrt{\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'}} \tag{11.19}$$

式（11.19）中出现的三角函数同破坏面与竖直面的夹角之间存在如下关系：

$$\frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} = \tan^2\left[45 - \frac{\phi'}{2}\right] \tag{11.20}$$

Terzaghi 和 Peck（1967）使用变量 N_ϕ 代表上述三角关系：

$$\frac{1}{N_\phi} = \tan^2\left[45 - \frac{\phi'}{2}\right] \tag{11.21}$$

这样，任意深度处的主动土压力（$\sigma_h - u_a$）可以写成：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)\frac{1}{N_\phi} - 2c\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \tag{11.22}$$

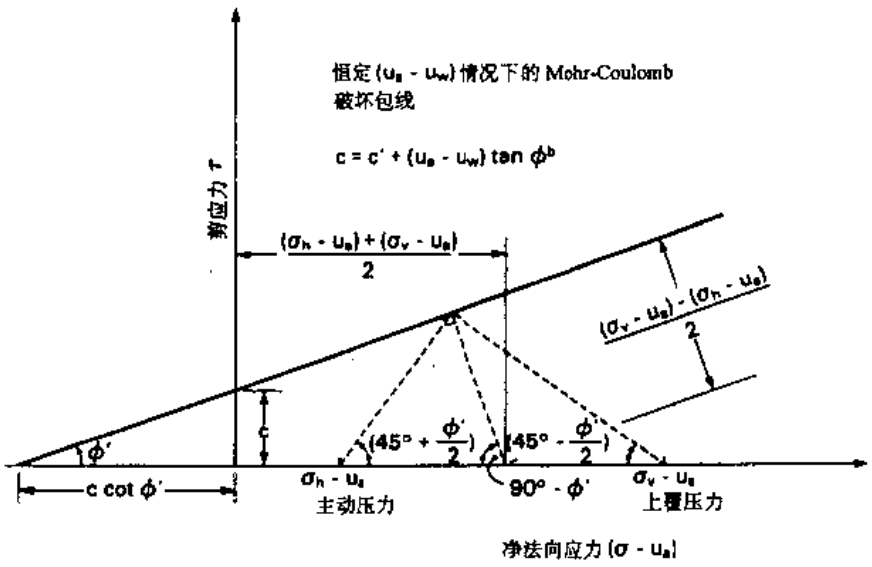


图 11.12 主动情况的 Mohr 圆作图法

考虑到粘聚力有两个分量，式（11.22）亦可改写成：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)\frac{1}{N_\phi} - 2c'\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2(u_a - u_w)\tan\phi^b\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \qquad (11.23)$$

主动土压力系数

主动土压力系数可定义为净水平压力与净竖向压力之比：

$$K_a = \frac{(\sigma_h - u_a)}{(\sigma_v - u_a)} \qquad (11.24)$$

根据式（11.23），主动土压力系数亦可写成：

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} - \frac{2c'}{(\sigma_v - u_a)}\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} - 2\frac{(u_a - u_w)}{(\sigma_v - u_a)}\tan\phi^b\frac{1}{\sqrt{N_\phi}} \qquad (11.25)$$

主动土压力分布（基质吸力沿深度为常数）

可以计算得出并绘制不同深度处相当于主动状态的水平压力如图 11.13 所示。主动状态时，土体中出现与水平面成 $45 + \phi'/2$ 的共轭平面，如图中所示。采用有效粘聚力代表饱和土情况。假设基质吸力沿深度为常数，则总粘聚力沿深度为常数，主动土压力分布便向左平移，平行于饱和土情况。主动土压力可分解成三个组成部分，如图 11.14 所示。

张拉区深度

令式（11.12）或（11.13）中的总水平压力为零，并假设处于大气压力状态下（即 $u_a = 0$），则张拉区的深度 y_t 可按下式计算：

$$y_t = \frac{2c'}{\rho g}\sqrt{N_\phi} + 2\frac{(u_a - u_w)\tan\phi^b}{\rho g}\sqrt{N_\phi} \qquad (11.26)$$

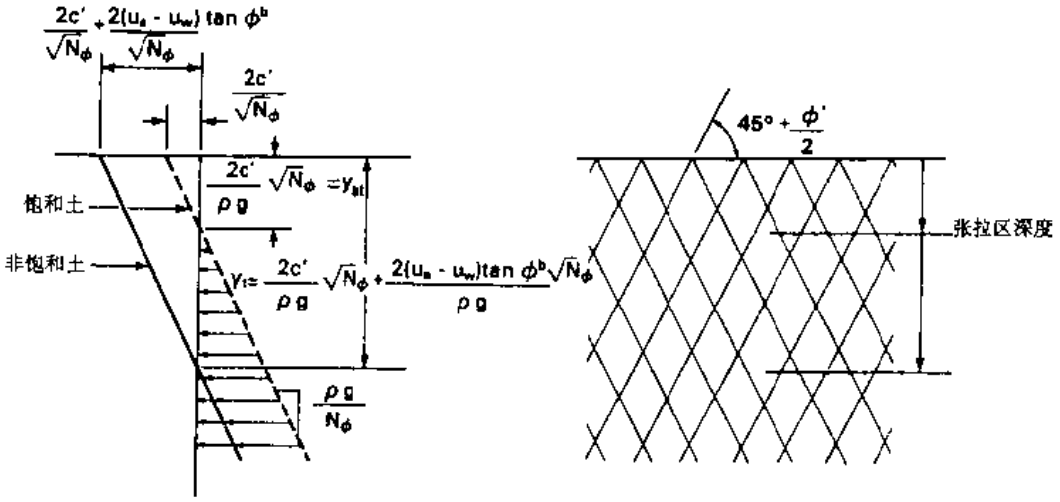


图 11.13 饱和土及具有常基质吸力非饱和土的 Rankine 主动土压力分布

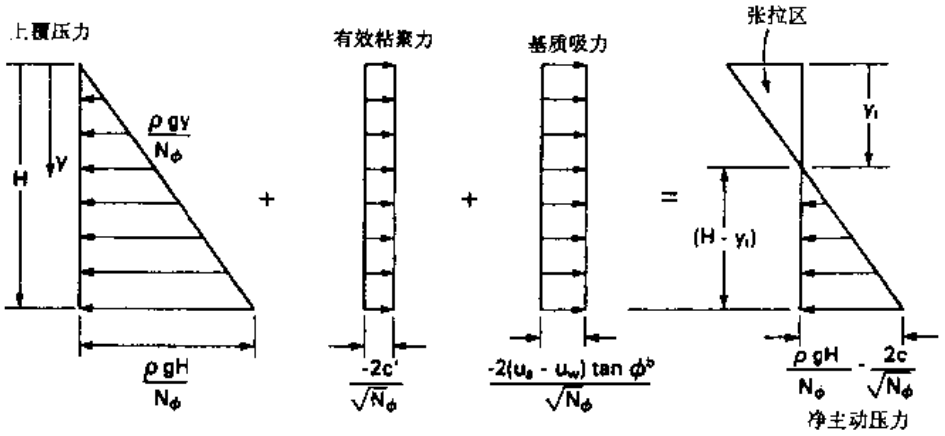


图 11.14 基质吸力沿深度为常数情况下主动土压力各组成部分的分布

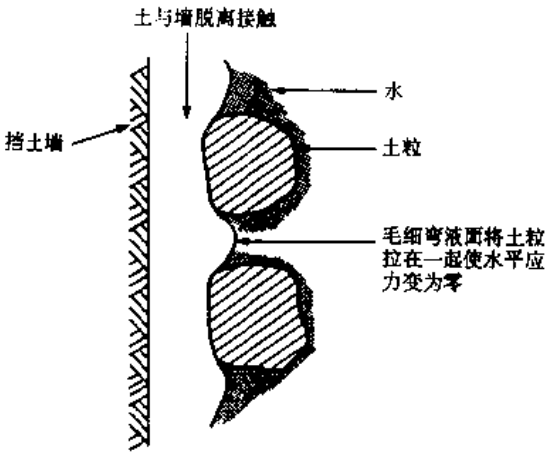


图 11.15 说明基质吸力如何使土同挡墙脱离接触

假设土的抗拉强度可以忽略不计，则张拉区深度 y_t 也就等于竖向开裂的深度 y_c。张拉区深度随土的基质吸力增加而增加。该深度相当于墙向外水平移动时土体同墙脱离接触的深度。图 11.15 说明基质吸力使土体同墙脱离接触的情况。

主动土压力分布(基质吸力沿深度减小至地下水位)

设土中的基质吸力沿深度减小，一直到地下水位处成为零（图 11.16）。地面处的基质吸力等于静水条件的某一百分比，用系数 f_s 表示。在静水条件下，地面处的负孔隙水压力可写成地下水位深度的函数：

$$\left(u_a - u_w\right)_h = \rho_w g D \qquad (11.27)$$

式中

$(u_a - u_w)_h$——地面处的基质吸力；

D——自地面至地下水位的深度。

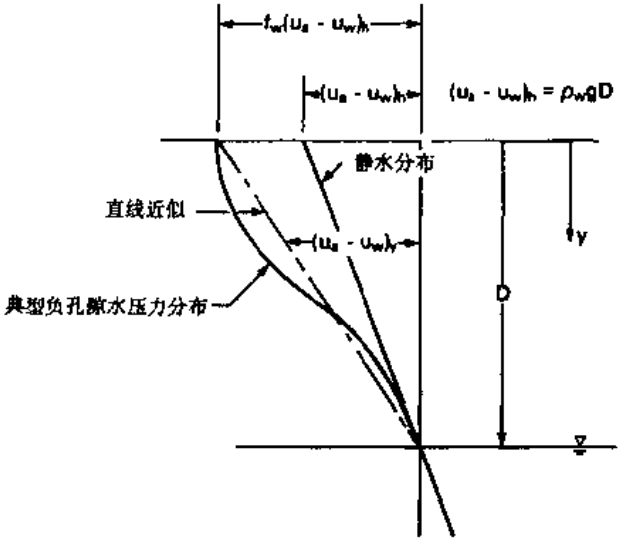


图 11.16 基质吸力分布的标示方法

可用一简单的关系来定义基质吸力随深度的变化。在小于或等于 D 的深度 y 处，基质吸力等于：

$$(u_a - u_w)_y = f_w(u_a - u_w)_h\left(1 - \frac{y}{D}\right) \qquad (11.28)$$

地下水位以上任意深度处的主动土压力 p_a 等于：

$$p_a = (\sigma_v - u_a)\frac{1}{N_\phi} - \frac{2c'}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{2f_w(u_a - u_w)_h \tan\phi^b}{\sqrt{N_\phi}}\left(1 - \frac{y}{D}\right) \qquad (11.29)$$

主动土压力及其组成部分的分布图如图 11.17 所示。

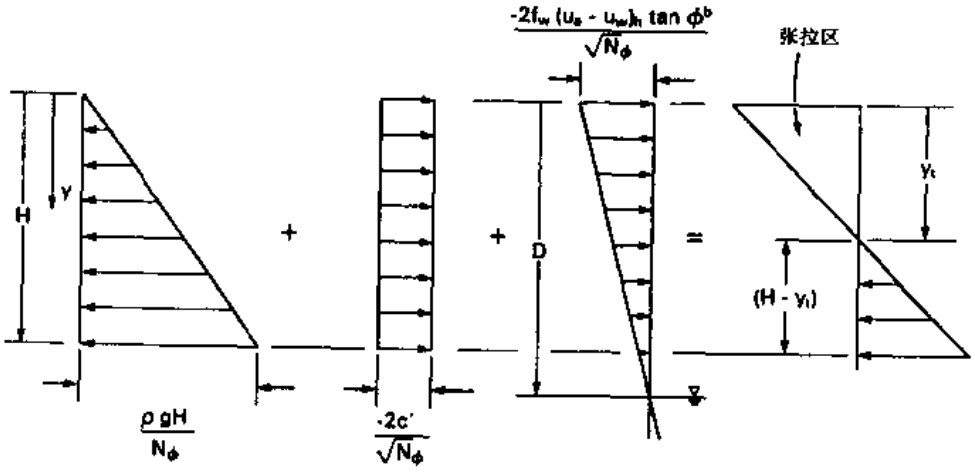


图 11.17 基质吸力沿深度线性减小情况下主动土压力各组成部分的分布

令式（11.27）中的总水平应力为零，并假设处于大气压力状态下（即 $u_a = 0$），可计

算得出张拉区深度 y_t：

$$y_t = \frac{2c'\sqrt{N_\phi} + 2f_w\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b \sqrt{N_\phi}}{\rho g + \dfrac{2\sqrt{N_\phi}}{D} f_w\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b} \tag{11.30}$$

得出的 y_t 必须小于 D。

有张拉裂缝土体的主动土压力分布

挡土墙背后土体中常常有张拉裂缝。从分析的角度，应当认为土中的张拉裂缝深度不取决于墙后张拉区的深度。开裂深度 y_c 以上的土可视为加在下卧土层上的超荷（图 11.18）。张拉裂缝底端的基质吸力可用系数 f_s 将其表达为静水压力的某一比值。只要地下水位深度大于裂缝深度，式（11.28）仍适用于所考虑的情况。

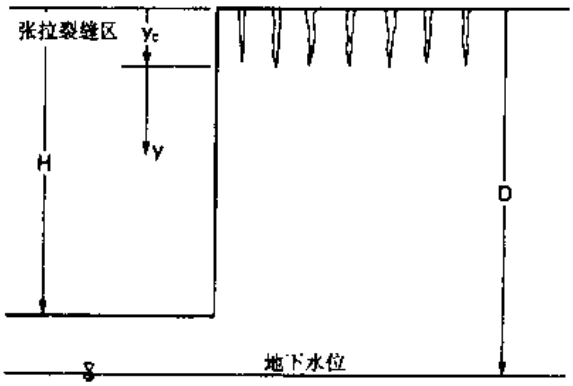


图 11.18 墙后填土中有张拉裂缝情况的诸变量

施加于深度 y_c 以下土层的超荷 q_s 等于上覆压力 $\rho g\ y_c$。对有张拉裂缝的土体应采用适当的总密度 ρ。地下水位以上的主动土压力可用类似于前述的方法推导。任意深度处的主动土压力可以写成：

$$p_a = \frac{\left(\sigma_v - u_a\right)}{N_\phi} - \frac{2c'}{\sqrt{N_\phi}} - 2f_w \frac{\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b}{\sqrt{N_\phi}}\left[1 - \frac{y}{D - y_c}\right] + \frac{q_s}{N_\phi} \tag{11.31}$$

式（11.31）是式（11.29）的延伸，从式中可看出超荷对主动土压力的影响。主动土压力各组成部分沿深度的分布如图 11.19 所示。其他类型的超荷也可以同样施加。

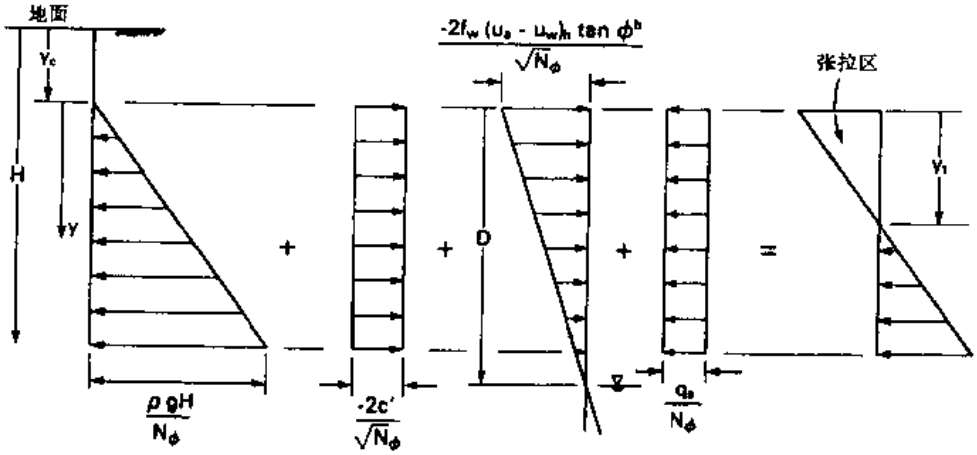


图 11.19 土中有张拉裂缝、基质吸力沿深度线性减小情况下主动土压力各组成部分的分布

张拉区的深度 y_t 可根据水平应力等于零的条件求得：

$$y_t = \frac{2c'\sqrt{N_\phi} + 2f_w\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b \sqrt{N_\phi} - q_s}{\rho g + 2\dfrac{\sqrt{N_\phi}}{\left(D - y_c\right)} f_w\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b} \tag{11.32}$$

只要张拉区的深度 y_t 小于（$D-y_c$），式（11.32）便可应用。

对孔隙水压力沿深度的分布还可以作其他假设，并建立同类公式计算任意深度处的主动土压力。

被动土压力

如果图 11.10 中的墙向土体移动（即土受压），水平压力将逐渐增大，并超过竖向压力。当土体达到破坏状态时，总水平应力就是大主应力而总竖向应力是小主应力。可根据竖向应力和土的破坏准则计算得出相应于被动状态的水平应力。

从图 11.11 可看出，土体中的被动压力是基质吸力的函数，被动压力随基质吸力的增加而增加。

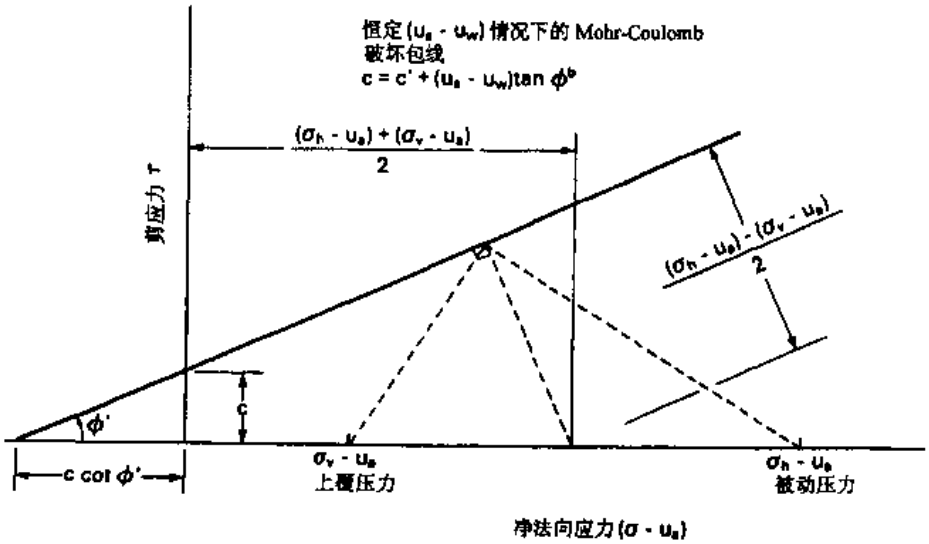


图 11.20 被动土力压力情况的 Mohr 圆作图法

考虑具有一定基质吸力土体中的竖直平面。深度 y 处的土单元上作用有上覆压力 σ_v。该单元及有关变量的定义如图 11.20 所示。可按推导主动压力的方法，根据竖向应力（$\sigma_v - u_a$）推导得出墙向土体移动时产生的水平被动压力（$\sigma_h - u_a$）：

$$\sin\phi' = \frac{\dfrac{(\sigma_h - u_a) - (\sigma_v - u_a)}{2}}{\dfrac{(\sigma_h - u_a) + (\sigma_v - u_a)}{2} + c\cot\phi'} \tag{11.33}$$

式中

c——总粘聚力（即 $c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$）。

经整理，上式可改写成：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)\frac{1+\sin\phi'}{1-\sin\phi'} - 2c\frac{\cos\phi'}{1-\sin\phi'} \tag{11.34}$$

采用分析主动土压时使用的三角函数，式（11.34）可进一步改写成：

$$(\sigma_h - u_a) = (\sigma_v - u_a)N_\phi + 2c'\sqrt{N_\phi} + 2(u_a - u_w)\tan\phi^b\sqrt{N_\phi} \tag{11.35}$$

式中

$N_\phi = (1+\sin\phi')/(1-\sin\phi')$ 或 $\tan^2(45+\phi'/2)$

被动土压力系数

被动土压力系数可定义为净水平压力与净竖向压力的比值。式（ 11.35 ）除以净竖向压力便得：

$$K_p = N_\phi + \frac{2c'\sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} + \frac{2(u_a - u_w)\tan\phi^b\sqrt{N_\phi}}{(\sigma_v - u_a)} \qquad (11.36)$$

式（ 11.25 ）和（ 11.36 ）表明，主动和被动土压力系数均随上覆压力变化。

被动土压力分布（基质吸力沿深度为常数）

图 11.21 表示计算得出的、相应于被动状态的水平压力沿深度分布。被动状态下出现的共轭平面与水平面成 $45 - \phi'/2$ 夹角，如图 11.21 所示。饱和土情况用有效粘聚力项表示。假设总粘聚力沿深度保持常数，则随着吸力的增加，被动土压力线向右平移。图 11.22 表示分解成三个组成部分的被动土压力分布。

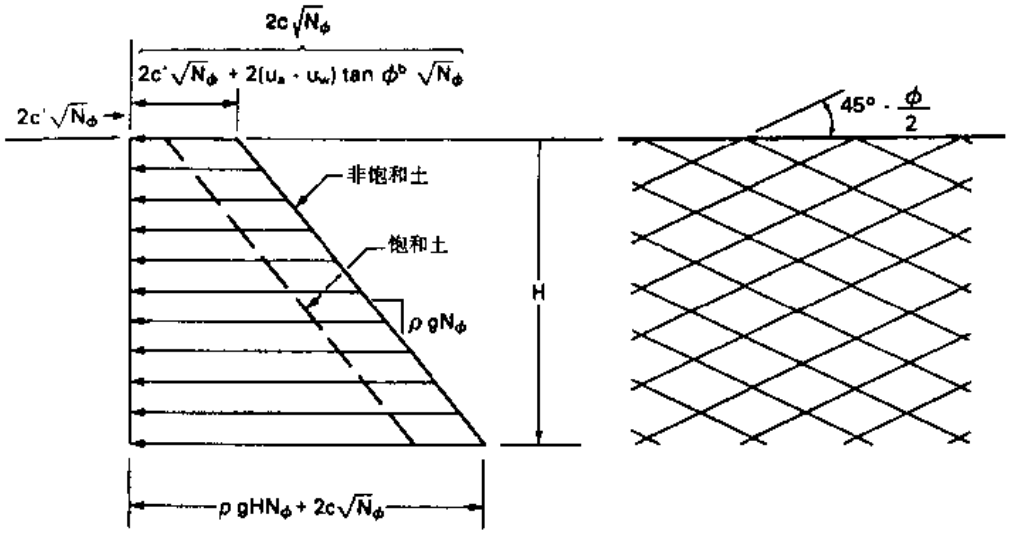


图 11.21 饱和土和具有常基质吸力非饱和土的 Rankine 被动土压力分布

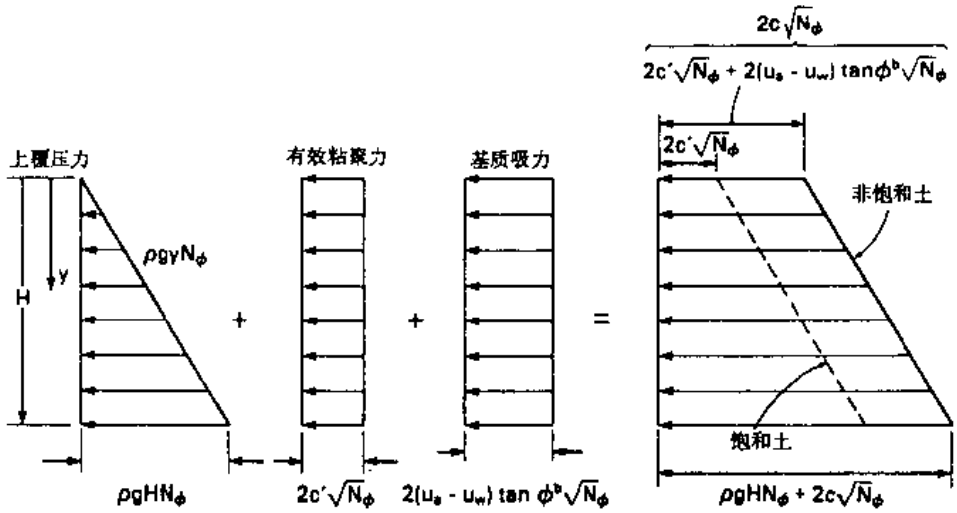


图 11.22 基质吸力沿深度为常数情况下的被动土压力各组成部分的分布

产生被动压力时，整个土体处于压缩状态。地面处的总水平压力是总粘聚力的函数：

$$p_p = 2c'\sqrt{N_\phi} + 2(u_a - u_w)\tan\phi^b\sqrt{N_\phi} \qquad (11.37)$$

被动土压力分布（基质吸力线性减小至地下水位）

基质吸力沿深度的分布有各种可能选择。假设基质吸力是沿深度线性减小，直到地下水位处成为零（图 11.16）。任意深度处的基质吸力可用线性公式表示（式（11.28））。对这种基质吸力分布情况，被动土压力 p_p 可写成：

$$p_p = (\sigma_v - u_a)N_\phi + 2c'\sqrt{N_\phi} + 2f_w(u_a - u_w)_h \tan\phi^b\left(1 - \frac{y}{D}\right)\sqrt{N_\phi} \qquad (11.38)$$

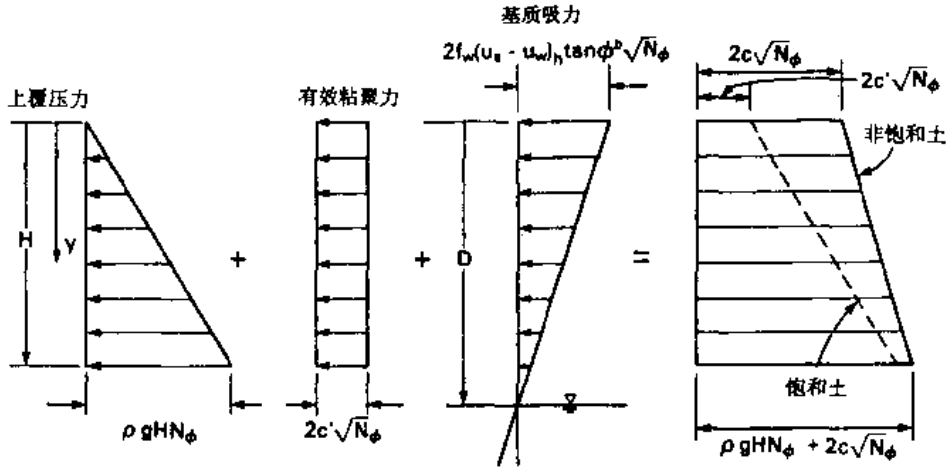


图 11.23 基质吸力沿深度线性减小情况下的被动土压力各组成部分的分布

被动土压力及其组成部分沿深度的分布如图 11.23 所示。土中存在张拉裂缝对被动土压力并没有影响，因为作用被动土压力时，假设裂缝会闭合，使土体成为完整的。

与产生主动、被动状态有关的变形

Terzaghi（1954）对密砂和松砂进行研究表明，墙的移动同土压力系数之间存在一定的关系（图 11.24）。大部分非饱和土同密砂一样，只需要较小的位移就能进入主动或被动状态。研究结果表明，小到 0.001 H 左右的位移就能使密实土进入主动状态，而要进入被动状态则需要比此大的位移。

Lambe 和 Whitman（1968）进行密砂的三轴试验并总结得出产生主动和被动状态所需的应变。结论是，0.5 %左右的小应变便能产生主动状态，而被动状态则需要大达 2 %的应变，0.5 %应变只能产生 1 / 2 被动土压力。图 11.25 表示主动和被动应力路径之间的

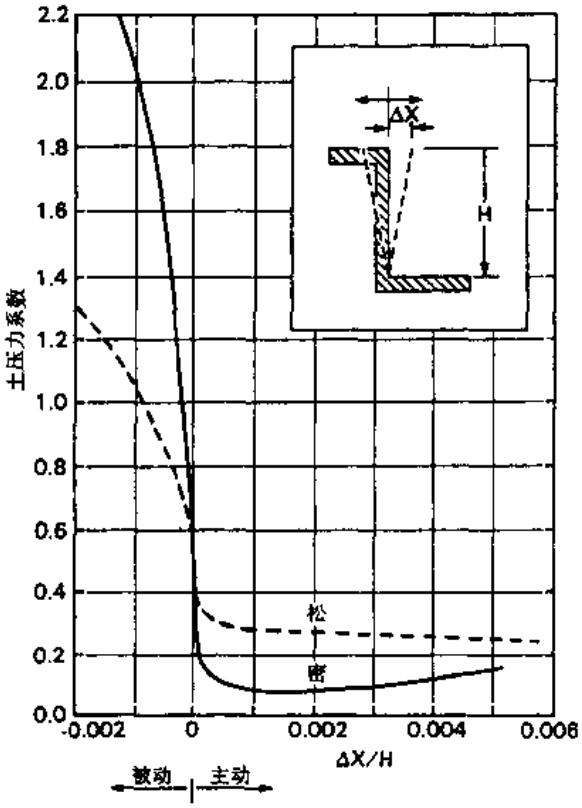


图 11.24 墙的移动及产生的土压力之间的关系，针对不同密实度（引自 Terzaghi，1954）

差别。产生被动状态涉及的应力变化幅度较大，这是破坏应变较大的原因之一。由于不寻常的 K_0 情况，非饱和土的破坏应变可能同上述有较大差异，但对这个问题没进行过多少研究。

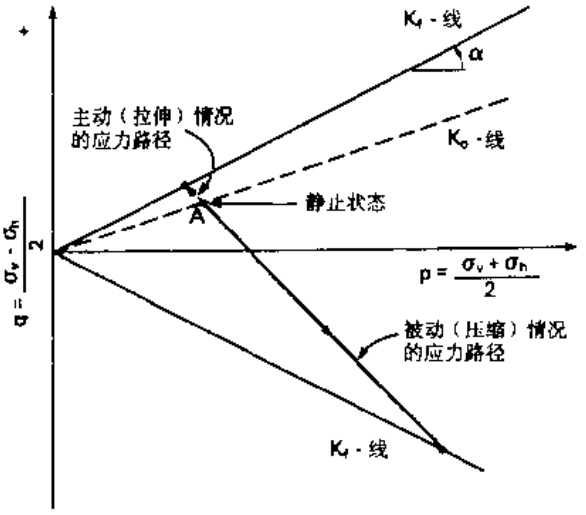


图 11.25 Rankine 主动和被动情况的应力路径

11.1.4 土的总侧向力

挡土墙的作用是使墙后的填土保持稳定（图 11.26）。如果墙固定不动，则土压力接近静止土压力。但墙如果离开土体位移，则作用于墙上的将变成主动土压力，而如果挤压土体位移，则作用于墙上的将变成被动土压力。如果墙是竖直的，而且光滑，则作用于墙上的总侧向力等于各个深度的主动或被动土压力的和。还有一种可能的情况是，墙的一侧作用主动土压力，另一侧作用被动土压力，如图 11.26 所示。

当墙和土之间有摩擦力时，可以采用 Coulomb 建议的分析方法。滑动面的形状随墙的竖向和水平移动而改变。本章只考虑非饱和土作用于光滑、竖直墙面的情况。对于有摩擦力的墙面情况，分析非饱和土的方法同饱和土基本相同，差别在于要多考虑一项同土的基质吸力有关的粘聚力。

土的主动侧向力

土作用于光滑墙面上的主动侧向力 P_A 等于主动土压力从张拉区深度 y_t 到墙底 H 的积分。也就是说，主动土压力公式可以沿整个深度进行积分。净压力分布图的上部为张拉区，可以假设这个区内的土同挡墙脱离接触。图 11.27 表示压力分布的组成部分和主动土压力的积分范围：

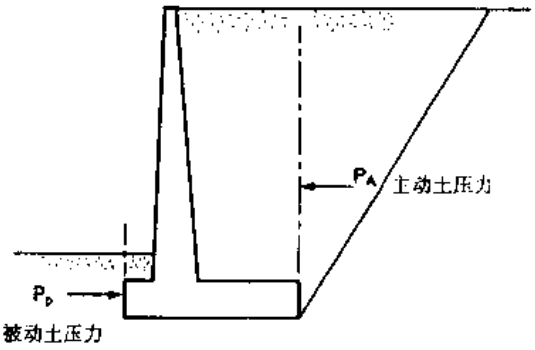


图 11.26 作用于挡墙上的土压力

$$P_A = \int_{y_t}^{H} p_a dy \qquad (11.39)$$

张拉裂缝的深度 y_t 必须小于 H，式（11.39）得出的力才是正值。考虑基质吸力沿深度不变的情况：

$$P_A = \int_{y_t}^{H} \frac{\rho g y dy}{N_\phi} - \int_{y_t}^{H} \frac{2c' dy}{\sqrt{N_\phi}} - \int_{y_t}^{H} \frac{2(u_a - u_w)\tan\phi^b dy}{\sqrt{N_\phi}} \qquad (11.40)$$

对式（11.40）进行积分，得饱和土主动侧向力公式的延伸：

$$P_A = \frac{\rho g}{N_\phi}\frac{\left(H^2 - y_t^2\right)}{2} - \frac{2c'}{\sqrt{N_\phi}}\left(H - y_t\right) - \frac{2(u_a - u_w)\tan\phi^b}{\sqrt{N_\phi}}\left(H - y_t\right) \qquad (11.41)$$

主动侧向力随基质吸力的增加而减小。有可能出现主动侧向力等于零的情况，这也就是本章后面要讨论的无支撑开挖的情况。

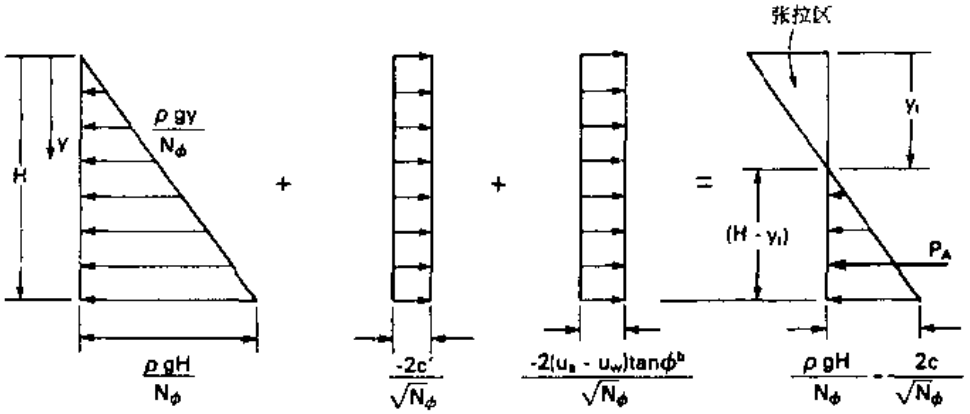


图 11.27 主动土压力分布图各组成部分的积分范围

式（11.41）假设土的密度沿深度为常数。图 11.28 举例说明土作用于挡墙的主动侧向力与基质吸力的关系。考虑两种墙高（8 m 和 12 m）。假设土的密度为 1800 kg / m^3，抗剪强度参数为有效粘聚力 5 kPa，有效内摩擦角 22° 和$\phi^b = 14°$。当基质吸力从 0 增加到 100kPa 时，作用于高 8 m 挡墙上的总主动侧向力从 206 减小到 35 kN / m。换言之，基质吸力对作用于挡墙上的主动侧向力有很大影响。

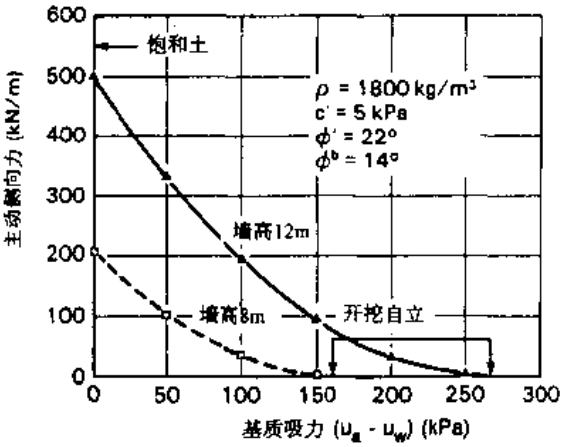


图 11.28 基质吸力沿深度为常数情况的主动侧向压力

土中的基质吸力不一定能随时间保持常数，因此作用于墙上的主动侧向力可能发生变化。最大侧向力将出现于基质吸力变成零的时候。因此，设法保持土中的基质吸力十分重要，而要预测土中的长期吸力是困难的。

对其他情况也可以写出主动侧向力的公式，例如，考虑基质吸力随深度线性减小的情况。设地下水位在墙底以下 1 m，负孔隙水压力按静水规律（亦即 $f_w = 1.0$）减小：

$$P_A = \frac{\rho g\left(H^2 - y_t^2\right)}{2N_\phi} - \frac{2c'\left(H - y_t\right)}{\sqrt{N_\phi}} - \left\{\frac{2f_w\left(u_a - u_w\right)_h \tan\phi^b}{\sqrt{N_\phi}}\right\}\left(H - \frac{H^2}{2D} - y_t - \frac{y_t^2}{2D}\right) \quad (11.42)$$

利用式（11.42）计算得出的典型成果见图 11.29。土的性质和墙高同前例一样。计算结果表明，当基质吸力沿深度呈线性减小时（通常是这种情况），主动侧向力不象吸力沿深度为常数情况减小得那么快。式（11.42）代表主动侧向力图的压缩部分。

土体中深度 y_t 范围内有张拉裂缝时，应在式（11.42）中增加一项超荷。图 11.30 表示上例中具有深 2m 张拉裂缝时总侧向力的变化。结果表明，其他变量保持常数情况下，张拉裂缝的存在会使土的主动侧向力增大。上述各例中，相当于零基质吸力的主动侧向力也就是零孔隙水压力的饱和土情况。

考虑主动土压力图各个组成部分力的作用线，可以计算得出合力的作用点。土的基质吸力愈大，墙上的合力作用点愈低。当张拉区深度等于墙高时，土的主动侧向力等于零。这也就是说，如果竖直开挖的深度不超过张拉区深度时，土体能够自立而不需要支撑。

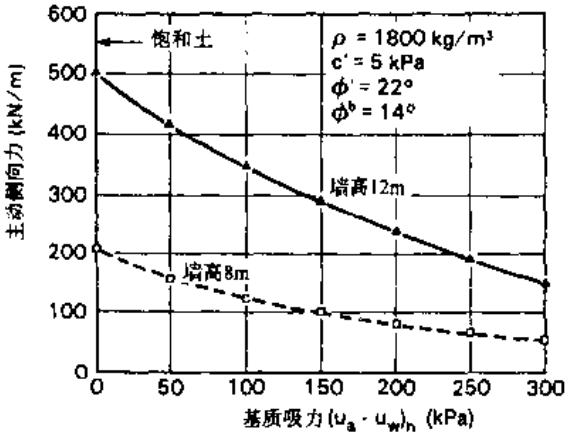


图 11.29 基质吸力沿深度减小至地下水位（在墙底以下 1 m）情况的主动侧向力

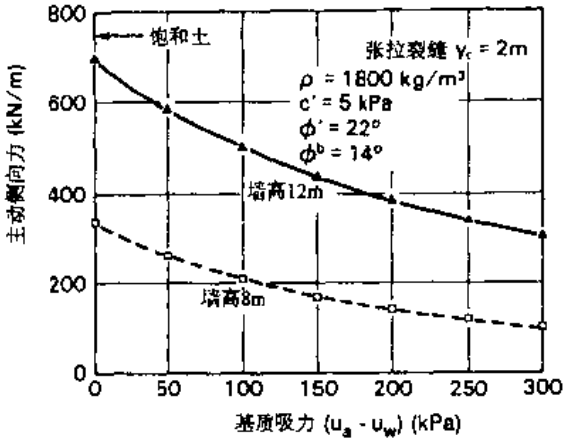


图 11.30 土中具有张拉裂缝、基质吸力沿深度减小至地下水位（在墙底以下 1 m）情况的主动侧向力

土的被动侧向力

土作用于光滑墙面上的被动侧向力 P_p 等于所考虑深度范围内的被动土压力的积分。如基质吸力沿深度为常数，则可对式（11.35）沿整个深度进行积分：

$$P_p = \frac{\rho g N_\phi H^2}{2} + 2c'\sqrt{N_\phi}H + 2(u_a - u_w)\tan\phi^b\sqrt{N_\phi}H \qquad (11.43)$$

如果基质吸力沿深度线性减小，可对式（11.38）沿整个深度进行积分：

$$P_p = \frac{\rho g N_\phi H^2}{2} + 2c'\sqrt{N_\phi}H + 2f_w(u_a - u_w)_h\tan\phi^b\sqrt{N_\phi}\left(H - \frac{H^2}{2D}\right) \qquad (11.44)$$

对被动土压力情况，可假设张拉裂缝会闭合。将典型的土性参数代入式（11.43）和（11.44）求解，便能看出基质吸力对被动侧向力的影响。

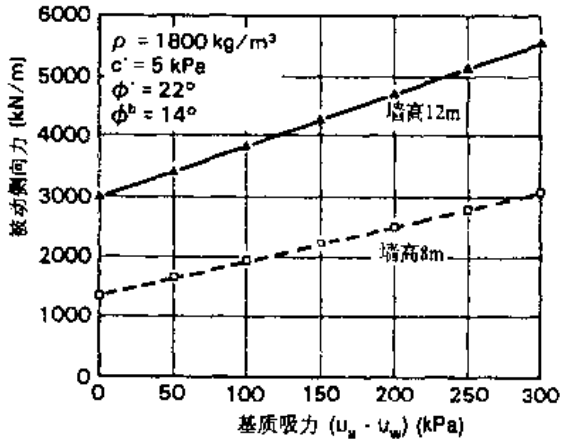


图 11.31 基质吸力沿深度为常数情况的被动侧向力

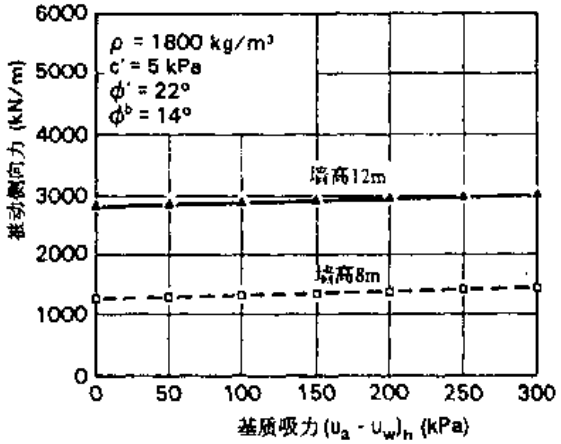


图 11.32 基质吸力沿深度线性减小至地下水位（在墙底以下 1 m）情况的被动侧向力

采用前面用于说明主动侧向力随基质吸力变化的土性参数和挡墙尺寸计算被动侧向力。

图 11.31 所示的是基质吸力沿深度为常数情况下的被动侧向力。可以看出，被动侧向力随基质吸力的增加而显著增大。根据被动土压力图各个组成部分力的作用线可以计算求出合力作用点。

图 11.32 表示吸力沿深度线性减小情况下，土作用于光滑墙面的被动侧向力。地下水位在墙底以下 1m，孔隙水压力呈静水分布。从图中可看出，在此情况下，被动侧向力对吸力变化的敏感程度不如基质吸力沿深度为常数的情况。

11.1.5 基质吸力变化对主动和被动土压力的影响

环境变化可能造成水进入挡墙后面的填土。水将使主动或被动土压力发生变化。对主动土压力情况，基质吸力减小会使作用于墙上的压力增大。产生的压力值取决于墙是否能够根据压力变化而发生移动。如果墙不能移动或移动得不够，作用于墙上的压力有可能甚至大于饱和土情况下的计算主动土压力。

考虑图 11.33 所示挡墙后面回填的压实粘土，可利用延伸的 Mohr-Coulomb 图看出某一定深度处的应力变化。应力圆 A 代表主动应力状态下深度 y 处的净竖向压力和净水平压力。基质吸力随含水量的增加而减小。在墙的移动不受限制条件下，水平压力将沿着应力路径移到圆 A_1。作用于墙上的压力值将增加达饱和土的主动土压力。

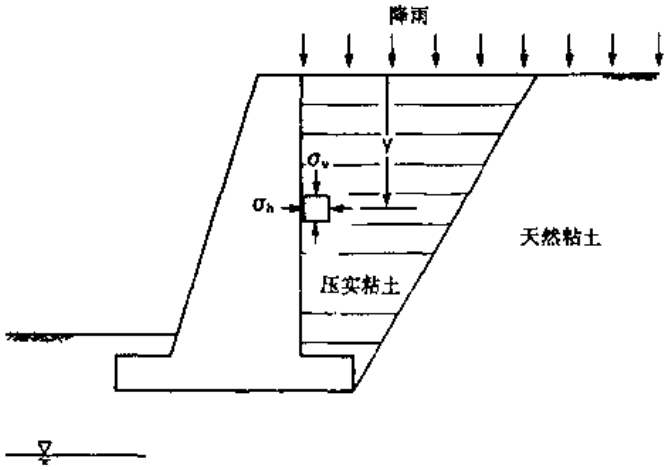


图 11.33 遭受周围环境变化的压实粘土

另一种情况，假如挡墙是固定不能动的，而初始应力状态是圆 C 所示的静止状态。当土由于变湿而基质吸力下降时，水平压力将沿着应力路径变化到圆 C_1。这时候，水平压力将超出竖向压力。

另一种可能情况是，初始静止土压力系数等于 1.0。这时候，土中的应力变化可沿着应力路径移到圆 B，而最终水平压力将变成甚至大于前一种情况（即 C_1）。

土在浸湿过程中经历的具体应力路径取决于：1）初始静止压力状态；2）土的变形模量；3）挡土结构的刚度。换言之，这是涉及土与结构物相互作用的问题，需要应用数值计算技术，如有限单元法，以更接近地模拟土中的应力变化。

在实践中，无疑会遇到刚性挡墙后面回填高基质吸力填土的情况或紧贴着静止土压力系数大于 1.0 的粘土浇筑重型构件的情况。在这些情况下，水平应力有可能变成相应于饱和土

的被动土压力那么大。出现这种情况时，不是构件破坏，就是土发生剪切破坏。因此，构件如果设计成不能自由移动，就必须设计成能够安全承受被动土压力。

膨胀压力与土压力之间的关系

可以提问："上述土压力同土的膨胀压力之间有什么关系？"假设土的膨胀压力是在固结仪中采用"常体积"法（第 13 章）量测的。量测的膨胀压力相当于没有体积变化的情况。膨胀压力将是初始应力状态和基质吸力变化的函数。然而，很难将膨胀压力同主动或被动土压力状态联系起来，因为二者经历的应力路径不同。

在挡土结构中，上覆压力将是土中的竖向应力，其大小是常数。而在室内固结试验中，竖向和水平方向都不能有位移（采用"常体积"法）。如果要较接近地模拟现场挡土结构，必须在室内试验的试件上施加相当于一定深度处的竖向压力，然后再将试件浸水。这样，就必须量测土的侧向膨胀压力，才能估计作用在挡土结构上的水平压力。换言之，通常的膨胀压力量测很难在挡墙设计中应用。

图 11.34 所示的应力路径有助于说明具有粘性回填土的挡墙为什么在建筑物寿命期间可能发生较大移动。土变干时，在土和墙之间可能出现缝隙。灰尘、岩屑等将在缝隙中积聚，并填充一部分缝隙。雨季期间，随着基质吸力减小，土便发生膨胀并施压于挡墙，一直到墙同土体之间达到平衡。如此反复多年，墙便渐渐移动。

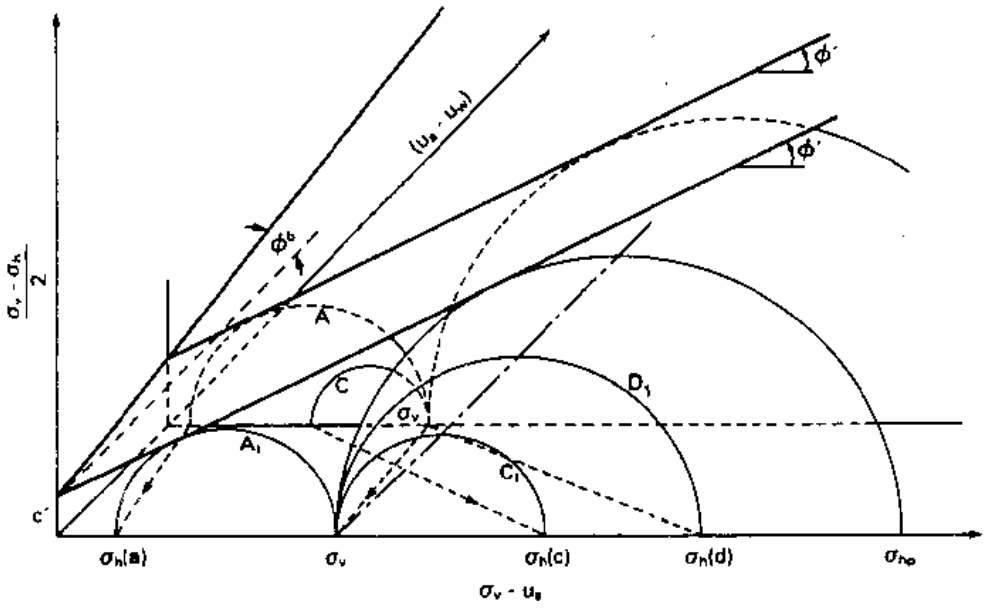


图 11.34 作用于移动很小的挡墙上的侧向压力

11.1.6 无支撑开挖

粘性土中的临时性挖方，常常可以不加支撑，让竖直或接近竖直的边坡自立。假设挖方边坡的破坏面为平面，根据作用于滑动楔体上的力（图 11.35 ）可以计算得出竖直边坡的临界高度（ Pufahl 等， 1983 ）。假设破坏面与水平面成 $45 + \phi' / 2$ 角，并在抗剪强度中考虑基质吸力的作用：

$$S_m = c'\beta + \left(N - u_a\beta\right)\tan\phi' + \left(u_a - u_w\right)\beta\tan\phi^b \qquad (11.45)$$

式中

β——破坏面的长度。

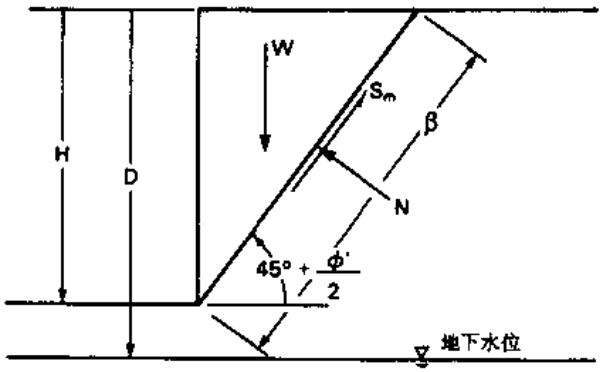
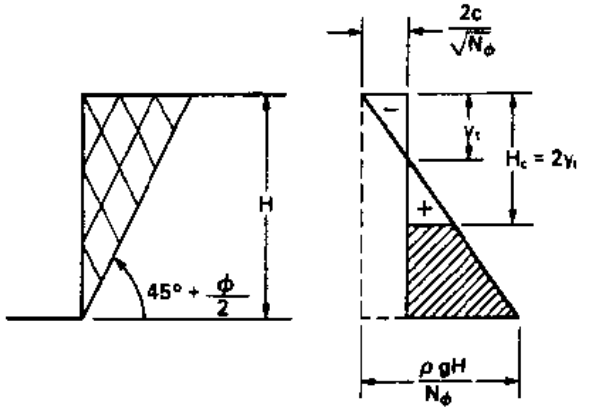


图 11.35 具有基质吸力的完整土体中的无支撑竖直边坡



$c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$

图 11.36 边坡临界高度的说明

从张拉区深度的计算中可以求出临界高度（图 11.36）。在深度 y_t 处，净水平应力等于零。在小于 y_t 处，只要墙同土之间不开缝，那么作用于墙上的压力将是负值。当边坡高度等于张拉区深度的一倍时，沿全深积分，总的作用于墙上的力将等于零（Terzaghi 和 Peck，1967）：

$$H_c = 2y_t \tag{11.46}$$

如果竖直边坡的高度小于 H_c，边坡可以自立而不设支撑。分析中假设土能够承受拉应力而不开裂。如果有张拉裂缝，则可以不设支撑的高度 H_c 将减小。

张拉裂缝对无支撑高度的影响

如果土层上部由于出现张拉裂缝（深度＝ y_t）而削弱，可以根据作用于滑动面上的法向力和平行力（图 11.37）计算得出竖直边坡不设支撑的最大高度 H_c。在此同时，H_c 不能大于张拉区深度 y_t 的一倍（式（11.46））。

图 11.38 表示竖直边坡的临界高度与基质吸力的关系，适用于基质吸力沿深度为常数的情况。图 11.39 表示基质吸力沿深度线性减小情况的临界高度，考虑两种地下水位深度 9 m 和 13 m，横座标代表地面处的基质吸力。相应于地面基质吸力 88 kPa 的静水条件是同 9 m 地下水位相联系，而 128 kPa 是同 13 m 地下水位相联系。土的所有其他性质均与前面用于分析主动和被动土压力的相同。

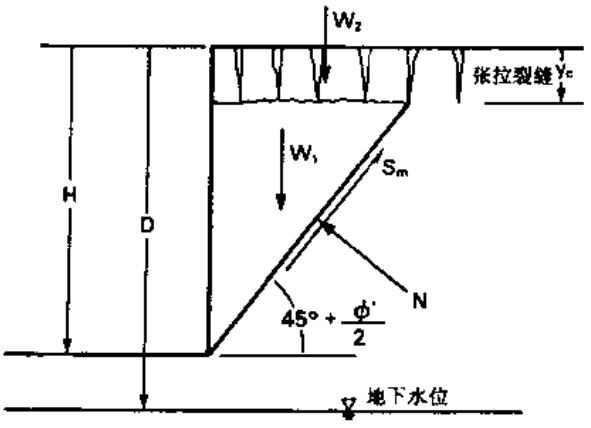


图 11.37 具有张拉裂缝非饱和土体中的无支撑竖直边坡

非饱和土竖直边坡的临界高度随基质吸力的提高有相当大的增加。换言之，基质吸力在提高边坡的临界高度（或提高边坡的安全系数）方面是相当有效的，因此应当采取措施保持挖方边坡中的基质吸力。例如，可以使用不透水薄膜覆盖挖方边坡，并在暴雨时引走地表径流，或在边坡中的张拉裂缝端部附近埋设张力计或其他能够量测负孔隙水压力的仪器，对基质吸力的变化进行监测。这类技术将为无支撑挖方的安全设计提供一种合理的途径。

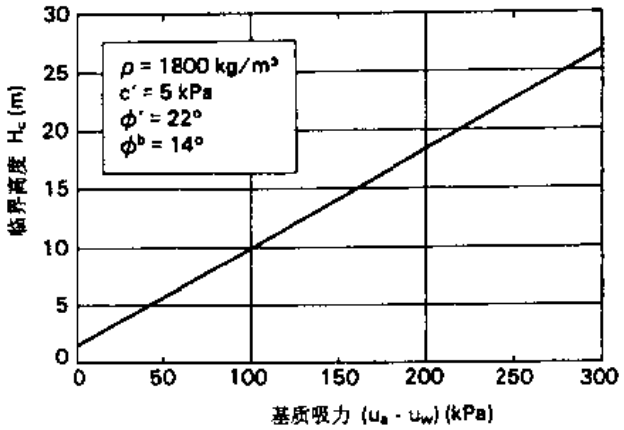


图 11.38 基质吸力沿深度为常数情况下临界高度与基质吸力的关系

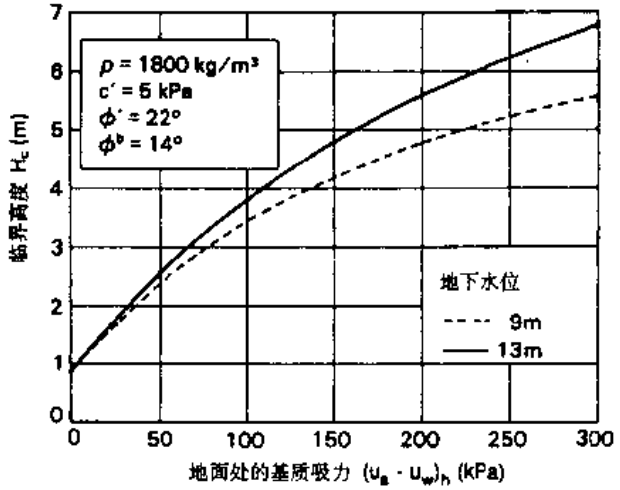


图 11.39 基质吸力沿深度减小情况下临界高度与地面处基质吸力的关系

11.2 地基承载力

非饱和土的地基承载力，象其他塑性平衡问题一样，可以看作是饱和土土力学的延伸。非饱和土的粘聚力可以认为由两项组成：一项是有效粘聚力，另一项是基质吸力引起的粘聚力（式（11.15））。记住这个概念，传统的承载力理论均可用于非饱和土。

Prandtl（1921）提出了光滑底面条形基础放在地表情况的承载力问题（图 11.40）。将加荷 Q 增大到条形基础陷入土中为止。这时候的单位面积压力 q_f 称为极限承载力。极限承载力作用下，在基础底面下地基中产生一个主动压力区和一个被动区，被动区内的土向侧面并往上推移。两区之间一段破坏面的形状假定为对数螺旋线。地基土假设没有重量。对这个理想化的课题，由于精确解很复杂，提出了其他许多近似解答。

11.2.1 Terzaghi 承载力理论

Terzaghi 承载力理论假设基础底面是粗糙的，滑动面是由直线和对数螺旋线组成〔图

11.41）。根据作用于滑动土体上的力计算破坏时的加荷 Q（Terzaghi，1943）。

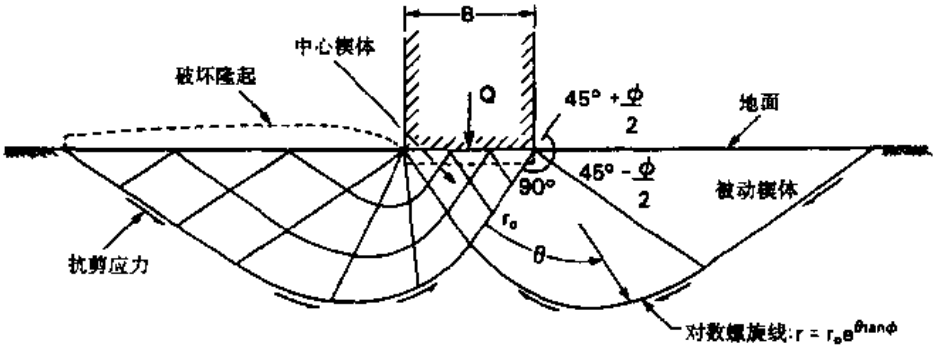


图 11.40 采用 Prandtl 对数螺旋线的地基承载力理想化破坏图形（引自 Prandtl，1921）

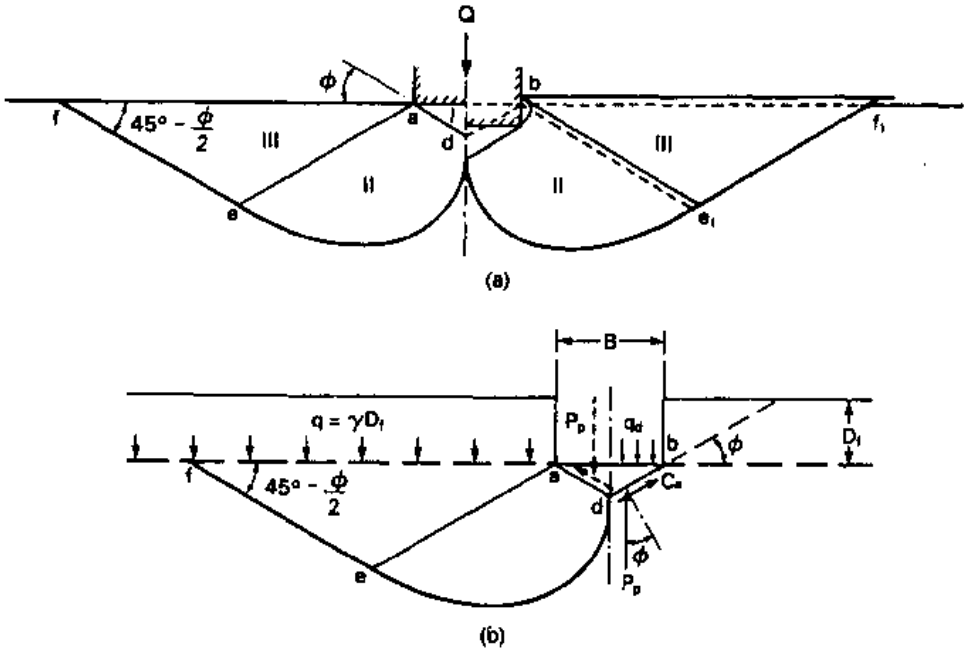


图 11.41 条形基础底下地基破坏后的塑性平衡区的边界线（a）基底粗糙；（b）基底粗糙并有超荷（引自 Terzaghi，1943）

对于有一定埋深的基础，可将基础底面以上的土重视为超荷（图 11.41（b））。承载力解答由三项组成。第一项 q_γ 考虑土重和被动楔体的作用，可以写成：

$$q_\gamma = \frac{1}{2}\rho g B N_\gamma \tag{11.47}$$

式中

N_γ——比尺承载力系数。

第二项与粘聚力有关，可以写成：

$$q_c = cN_c \tag{11.48}$$

式中

N_c——粘聚力承载力系数；

c——土的总粘聚力。

分析中采用的粘聚力值取决于土的抗剪强度如何定义，在第11.2.2节中已讨论了对粘聚力如何量测、分析，并在承载力公式中应用的问题。

第三项是考虑基础底面以上超荷的作用，这部分承载力可写成：

$$q_q = \rho g D_f N_q \tag{11.49}$$

式中

N_q——超荷承载力系数。

地基的总极限承载力也就等于上述三项之和：

$$q_f = \frac{1}{2}\rho g B N_\gamma + cN_c + \rho g D_f N_q \tag{11.50}$$

N_γ、N_c和N_q是无量纲系数，它们是内摩擦角的函数。Terzaghi（1943）计算得出的承载力系数值如图11.42所示。承载力公式（11.50）是针对条形基础推导的，但经过修改后也可用于不同的基础形状：

$$q_f = \lambda_\gamma \rho g \frac{B}{2} N_\gamma + \lambda_c c N_c + \rho g D_f N_q \tag{11.51}$$

式中

λ_γ、λ_c——形状因数。

对圆形基础可采用（Terzaghi，1943）：

$$\lambda_\gamma = 0.6 \text{ 和 } \lambda_c = 1.3$$

对矩形基础可采用（Skempton，1951）：

$$\lambda_\gamma = 1 - 0.2\frac{B}{L} \text{ 和 } \lambda_c = 1 + 0.2\frac{B}{L}$$

式中

B——基础宽度；

L——基础长度。

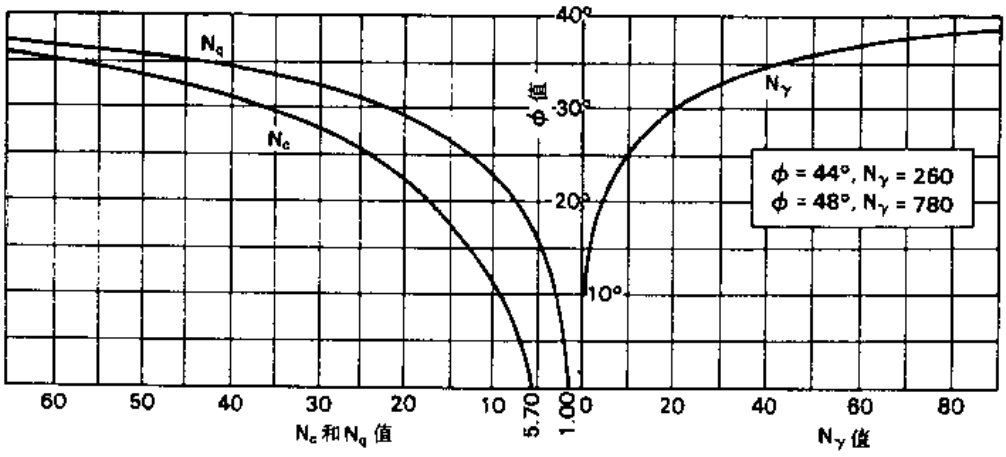


图11.42 Terzaghi承载力系数值与ϕ值的关系（引自Terzaghi，1943）

采用适当的安全系数，可以将极限承载力降低成为容许承载力。浅基础遇到的大多是非饱和土。上述讨论表明，同一理论对饱和土和非饱和土均适用。最重要的是，应用于非饱和土时要对抗剪强度参数和基质吸力设计值做出合理的估计。

11.2.2 抗剪强度参数和基质吸力设计值的估计

在饱和土的承载力设计中采用的抗剪强度参数通常有两种：一是有效抗剪强度参数，二是不排水抗剪强度 c_u。换言之，一种是有效应力法，另一种是总应力法。同样，对非饱和土情况，也可以考虑采用应力状态变量法或总应力法。

应力状态变量法

具有基质吸力的土，其抗剪强度参数有三项：1）有效内摩擦角 ϕ'；2）有效粘聚力 c'；3）与基质吸力有关的摩擦角 ϕ^b。这些参数是建立在破坏面为平面的假设基础上的（见第 9 章）。如三个参数中有两个可以合并，则抗剪强度公式可写成同饱和土一样的形式。

这样，常规承载力设计中需要的抗剪强度参数为总粘聚力 c 和有效内摩擦角 ϕ'。为了确定 c 值，需要知道 ϕ^b 角并对基质吸力设计值做一估计。ϕ^b 角的量测方法及其典型值已在第 10 章介绍过。

基质吸力设计值是较难估计的。如果有基质吸力实测值，必须对保持这个数值有某种保证，才可在设计中应用实测值。在某些情况下，可对实测值除以一定的安全系数以获得设计值。另一选择方案是按地下水位以上为静水条件分布考虑（图 11.43）。

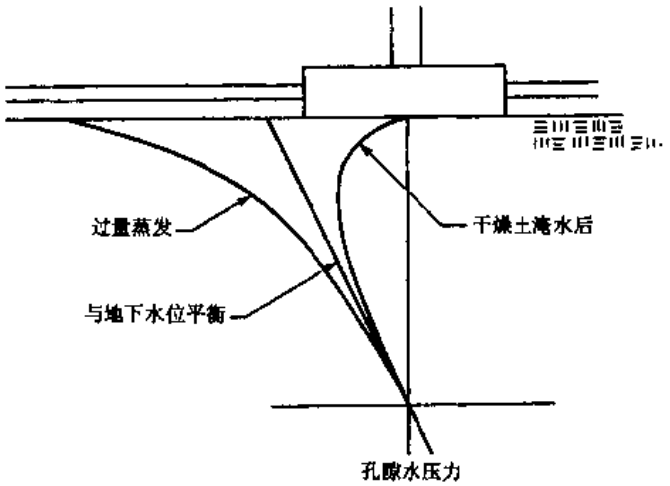


图 11.43 单独基础下的典型孔隙水压力分布

基础通常设置在离地下水位比较高的地方。如果结构物周围有比较充分的地面及地下排水设施，可以合理假设基础底面下的负孔隙水压力能够保持住。但应注意，修建结构物后，地下水位可能会有升降。有些时候，地下水位可能下降，但更多时候，由于对房屋周围草木过量浇水而使地下水位上升。

许多时候，地下水位在地面下很深地方，设计中按静水分布考虑负孔隙水压力是不合理的。这时候，量测附近现有结构物基础下的原位吸力将是有用的。原位基质吸力值通常是结构物附近微气候的函数（Richards，1967）。许多时候，长期吸力值为 1 个大气压或更大些，它们可靠地起着提高土的抗剪强度的作用。设计中决定采用多大数值主要取决于当地的经验和该地区的微气候条件。

图 11.44 说明不同基质吸力值对承载力的影响。分析中采用：1）有效内摩擦角 $\phi'=20°$；2）有效粘聚力 $c'=5$ kPa；3）与基质吸力有关的摩擦角 $\phi^b=15°$。土的密度为 1830 kg / m^3。

条形基础的宽度为 0.5 m 和 1.0 m。基础埋深假设为 0.5 m。从图 11.42 查得承载力系数 N_γ = 5.0，N_c = 17.5 和 N_q = 8.0。

计算表明，宽 0.5 m 的条形基础，当土中基质吸力等于零时，承载力为 182kPa，其中 48% 左右是由土的有效粘聚力提供的。当基质吸力增加达 100 kPa（即总粘聚力等于 32 kPa）时，承载力提高为 655 kPa，其中 85%是由总粘聚力提供的。宽度较大的基础亦呈相同趋势。总之，基质吸力能够大大提高地基土的承载力。绘制类似于图 11.44 的关系曲线，有助于选择适宜的基质吸力设计值。

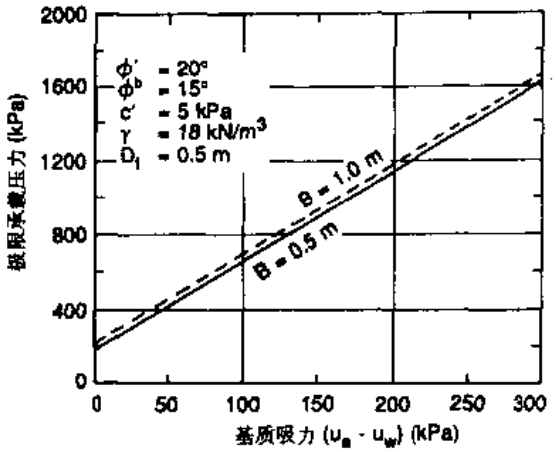


图 11.44　对应于不同基质吸力值的条形基础承载力

总应力法

总应力法在岩土工程实践中是常用的。然而，工程师并不一定意识到设计中涉及的土具有基质吸力。设所考虑的地基为粘土，地下水位在基础设计埋深以下很深的地方。典型的工程设计步骤是：首先进行现场地质勘察，并从一定深度处取出土样；将土样送试验室做无侧限抗压强度试验；对试验数据进行分析并确定抗压强度设计值。

将抗压强度除以 2，得土的不排水抗剪强度 c_u。取内摩擦角等于零，用公式计算得出地基承载力。工程师很容易忽视一个事实，即土中具有基质吸力（或负孔隙水压力），基质吸力使试件能够自立而不散架。试件中的基质吸力是现场负孔隙水压力和取样卸荷过程中的孔压变化的函数。相对于现场负孔隙水压力而言，取样过程中的孔隙水压力变化一般是很小的。

室内量测的抗剪强度反映土的现场基质吸力。延伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线可用于说明无侧限抗压试验结果和以基质吸力表示的土的抗剪强度之间的关系。图 11.45 表示土在无侧限抗压试验中可能经历的应力路径（即应力路径 $\overline{AB}$），假设试验过程中基质吸力保持不变。平移到强度包线上的无侧限抗压试验结果代表破坏时的应力状态。利用延伸的 Mohr-Coulomb 破坏包线，可将不排水抗剪强度 c_u 近似写成：

$$c_u \approx c' + (\sigma_f - u_a)_f \tan\phi' + (u_a - u_w)_f \tan\phi^b \qquad (11.52)$$

式中

c_u——不排水抗剪强度。

原位基质吸力随气候条件的变化（如蒸发、降水）而增加或减小。其结果，不排水抗剪强度将跟着发生如下变化：

$$\Delta c_u = \Delta(u_a - u_w)\tan\phi^b \qquad (11.53)$$

式中

Δc_u——由于基质吸力变化引起的不排水抗剪强度变化；

$\Delta(u_a - u_w)$——由于干湿变化引起的基质吸力变化。

采用总应力法（即 $\phi = 0$ 法）时，粘性土的承载力通常用不排水抗剪强度进行计算。在式（11.50）中代入条件（$\phi = 0$），便得以不排水抗剪强度表示的粘土极限承载力（即 $q_f = c_u N_c$）。

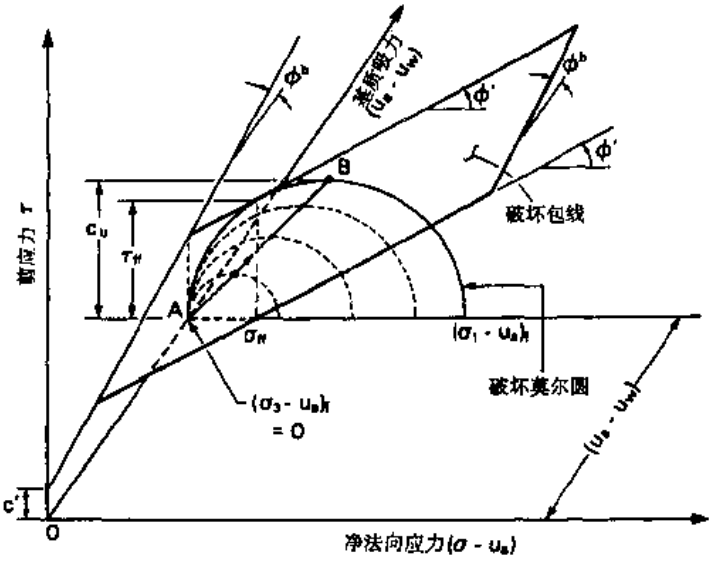


图 11.45 非饱和土在无侧限抗压试验中可能经历的应力路径

设粘土地基的初始实测不排水抗剪强度为 c_{u0}，初始极限承载力为 q_{f0}（即 $q_{f0} = c_{u0}N_c$）。

在现场，基质吸力变化$\Delta(u_a - u_w)$将使不排水抗剪强度发生Δc_u变化，如式（11.53）所示。其结果，极限承载力将发生Δq_f（即$\Delta c_u N_c$）变化，因此终值极限承载力可写成初始承载力及其变化之和（即 $q_f = q_{f0} + \Delta q_f$）。

从图 11.46 可看出粘土的极限承载力由于基质吸力变化而可能发生的变化。粘土的初始实测不排水抗剪强度 $c_{u0} = 50$ kPa，$\phi^b = 15°$。初始承载力计算值 $q_{f0} = 285$ kPa（条形基础）或 342 kPa（方形基础）。假设ϕ^b保持常数。对基质吸力的平均变化值作一假设，便可算出极限承载力的变化。从图中可看出，承载力随土中基质吸力的增减而增减。

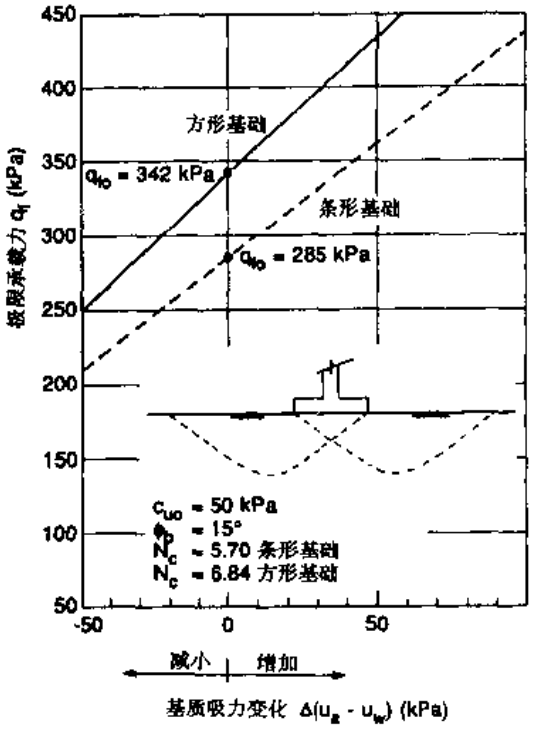


图 11.46 由于基质吸力变化引起的粘土极限承载力的变化（引自 Rahardjo 和 Fredlund，1992）

极限承载力的变化比值同基质吸力的变化比值之间存在如下关系：

$$\frac{\Delta q_f}{q_{f0}} = \frac{\Delta(u_a - u_w)}{c_{u0}} \tan\phi^b \qquad (11.54)$$

式中

$\Delta q_f / q_{f0}$——极限承载力的变化比值；

$\Delta(u_a - u_w) / c_{u0}$——基质吸力变化与初始不排水抗剪强度之比。

可将式（11.54）所示关系（相应于不同ϕ^b值）点绘在图 11.47 上。式（11.54）适用于各种形状的基础，因为它不是 N_c 的函数。对于$\phi^b = 15°$的情况，当基质吸力变化值等于初始

不排水抗剪强度（即$\Delta(u_a - u_w) = c_{u0}$）时，极限承载力将增加或减小 27 %。$\phi^b$ 值愈大，极限承载力的变化百分比亦愈大。

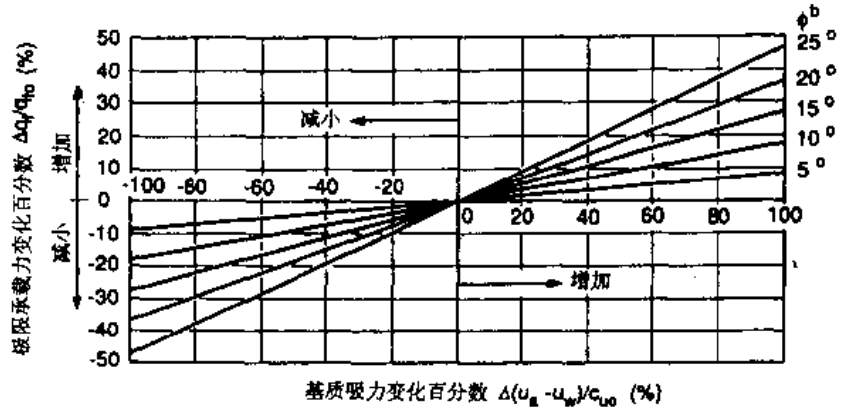


图 11.47　相应于粘土基质吸力变化的极限承载力变化

（引自 Rahardjo 和 Fredlund，1992）

11.2.3 分层系统的承载力

人工填筑土方构筑物（如公路、铁路及机场跑道）的承载力概念值得研究。它涉及公路、铁路和机场的设计。公路及机场跑道通常在路基上依次铺筑基层、底垫层和沥青面层。铁路则在路基上依次铺筑道碴和路轨（即铁轨和枕木）。在上述两种情况中，最重要的都是路基的承载力。

公路、铁路或机场周围的气候条件一年到头都在变化，从而造成路基中的基质吸力也在不断变化。在春季，往往可以看到某些公路路段树起“禁止通行”的标志，这是因为路基中的基质吸力下降使道路的承载力减低。

公路、铁路和机场的设计一般未被当作承载力类型的问题看待。这主要因为不知道如何合理确定具有基质吸力的压实路基的抗剪强度所致。最近，重新出现了从承载力角度来进行设计的趋势，特别是遇到粗颗粒基层比较薄的情况。

作用于公路路面的轮载，通过基层和底垫层传递到路基上。可以应用弹性理论计算传递到路基顶面的应力。如果应力很大，路基可能发生承载力类型的破坏。Broms（1965）建议采用修正的承载力方法进行公路设计。

火车加荷是通过铁轨-枕木系统和道碴传递给路基。这变成复杂的加荷系统，需要做应力分析。为此开发的计算机软件 GEOTRACK（Chang 等，1980）可用于计算铁路路轨结构底下不同位置的应力。最关键的是作用在路基上的应力。Hanna 和 Meyerhof（1980）分析了类似于铁路结构的分层系统，建议做些修改和简化之后将其应用于包括铁路路轨系统在内的传统承载力分析中。

公路、铁路或机场路基的抗剪强度可用上述非饱和土抗剪强度公式（即式（11.13））表示。合理估计基质吸力设计值是确定抗剪强度的重要因素。设计时，应查明基质吸力在任何一年中可能降低到什么数值。即使是 100kPa 以下的基质吸力也会使土的承载力增加不少。van der Raadt（1988）和 Sattler（1989）曾对路基基质吸力值的季节性变化问题进行了专门研究。

11.3 土坡稳定

土坡稳定分析已成为估计天然及人工边坡安全系数的一种常用工具。实践中，通常采用二维极限平衡条分法中的任一种进行分析。这些方法是建立在静力学原理（即力及/或力矩的平衡）基础上的，对土体的位移不予任何考虑。下面首先介绍这类极限平衡分析中采用的若干基本假设和原理，然后再推导计算安全系数的公式。

进行饱和土的边坡稳定分析时，一般采用有效抗剪强度参数（即 c' 和 ϕ'）。对于地下水位以上由负孔隙水压力提供的部分抗剪强度通常予以忽略不计，主要因为量测负孔隙水压力并将其纳入稳定分析中比较困难。对于滑动面的主要部分处在地下水位以下的许多情况，这种忽略不计负孔隙水压力的做法尚算合理。但对地下水位很深或主要考虑是否可能出现浅层滑动的情况（图 11.48），就不能再忽略不计负孔隙水压力了。

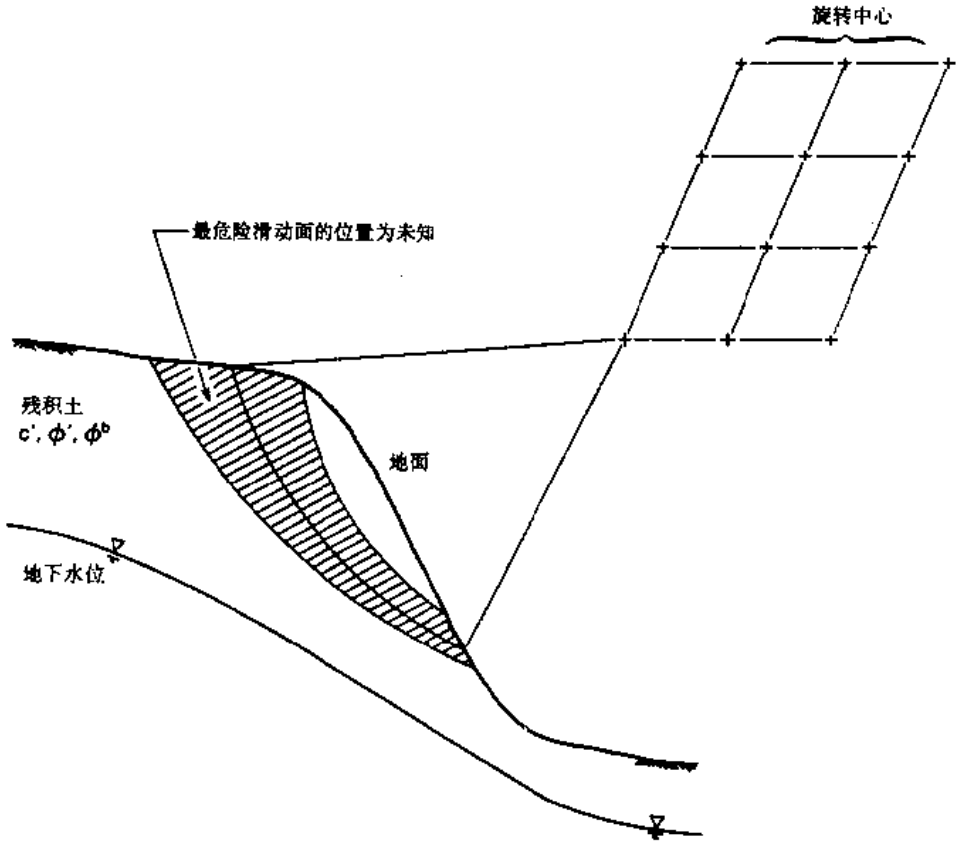


图 11.48 具有深地下水位的天然陡坡

近年来，人们对负孔隙水压力（或基质吸力）在提高土的抗剪强度方面所起的作用已有较多认识，并且亦已开发出较易量测负孔隙水压力的若干种设备。因此，现在已经是在土坡稳定分析中适当考虑负孔隙水压力提供的抗剪强度的时候了。这类方法是传统的极限平衡分析法的延伸。

土坡稳定问题研究的许多方面，对具有正孔隙水压力的土（如饱和土）和具有负孔隙水压力的土（如非饱和土）是一样的。例如，现场地质勘察、土层划分和总容重测定等都是一

样的。另一方面，在确定土的抗剪强度性质方面，则需要对传统的试验方法做些修改补充。在计算安全系数方面，为了纳入孔隙水压力也需要对所用的分析方法做些延伸。

11.3.1　危险滑动面的位置

具有负孔隙水压力边坡的稳定分析包括如下步骤：（1）选择垂直于边坡的横截面，对其地面高程进行量测；（2）钻若干探孔以查明土层分布并取出原状土样；（3）用原状土样做室内试验以获得每个土层的抗剪强度参数（即 c' 和 ϕ'）；（4）量测地下水位以上土中的负孔隙水压力。这些步骤为进行稳定分析提供输入数据。然而，最危险滑动面的位置和形状并不知道（图 11.48）。通过计算作用力和抗滑力的各种可能组合找出最低安全系数的滑动面。当然，已经破坏的边坡，其滑动面便是已知的了。

设计时，通常对未知滑动面的形状作某种假设，然后采用试算法确定它的位置。假设滑动面形状为圆弧时，可按方格网选择圆弧中心的位置（图 11.48），并采用不同的半径进行试算，以覆盖所有的可能情况。假设滑动面形状为复合型（部分圆弧、部分直线）时，同样可用上述方法寻找最危险滑动面（图 11.49；Fredlund，1981）。此外，也可以假设滑动面由一系列直线连接组成。

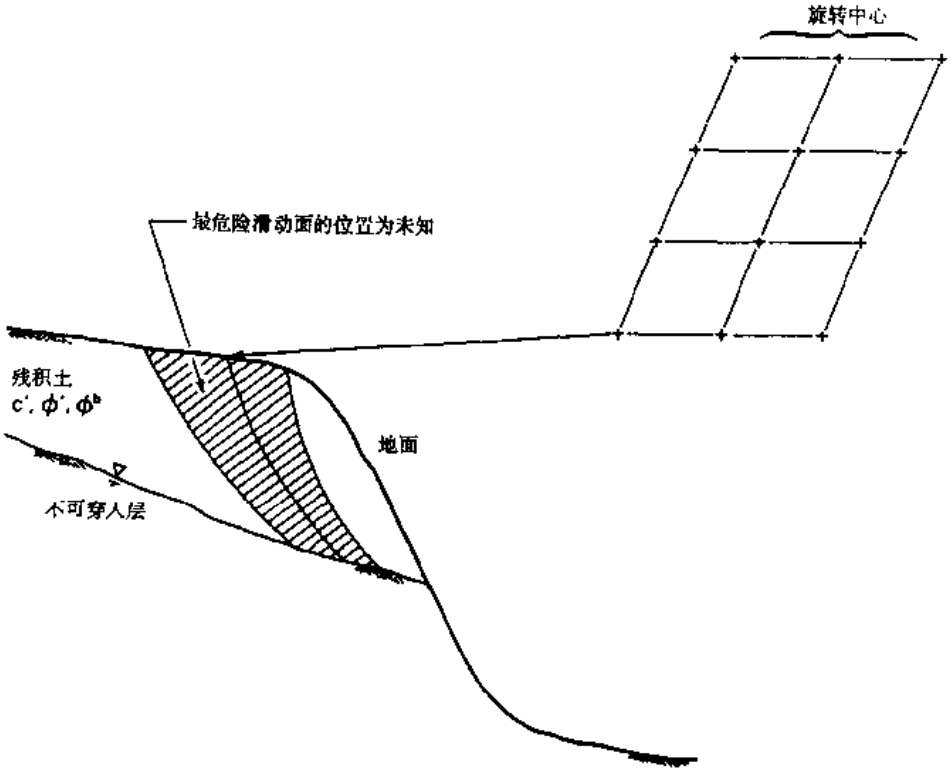


图 11.49　由于存在不可穿入层而造成的复合滑动面

为减少计算工作量，已有多种自动寻找危险滑动面的软件。有的先从一个假设的圆心位置开始，沿锯齿形路线移动计算（Wright，1974）。另外一些则从粗网格开始，迅速收敛到危险的圆心位置（Fredlund，1981）。

岩土工程师进行的各种分析中被编制成软件最多的是用于计算安全系数的极限平衡条分

法（Fredlund，1980）。这主要因为极限平衡法已被证明是分析土坡稳定的有用而相对可靠的工具。对土的抗剪强度特性及孔隙水压力状态掌握比较清楚的大多数情况，极限平衡法的"记录"是相当令人满意的（Sevaldson，1956；Kjaernsli和Simons，1962；Skempton和Hutchison，1969；Chowdhury，1980）。此外，极限平衡条分法只需要有限的输入，便能迅速进行大量试算找出危险滑动面。

11.3.2 普遍极限平衡法（GLE）

普遍极限平衡法（即GLE）是一种普遍理论，其他各种方法均可看作是它的特例。GLE法中用于推导安全系数的静力学原理有：两个方向的力的和均为零，以及所有的力围绕一点的力矩之和为零（Fredlund等，1981）。

这两条加上破坏准则，还不足以使土坡稳定问题成为静定问题（Morgenstern和Price，1965；Spencer，1967）。要使它成为静定问题，必须再补充一条原则，或者对某些力的大小或方向做某些假设。GLE法是对条间力的方向做了假设。这种做法在极限平衡法中得到广泛采用（Fredlund和Krahn，1977）。采用这种做法的各种极限平衡土坡稳定分析法均可视作GLE法的特例（Fredlund等人，1981）。

计算土坡稳定时，首先将滑动面以上的土体分成若干竖直土条。作用于滑动土体内一个土条上的力如图11.50（圆弧滑动面）和图11.51（复合滑动面）所示。力是按土坡单位宽度（亦即垂直于滑动方向）计算的。各个变量的定义如下：

W——宽度"b"、长度"h"的土条的总重量；

N——作用于土条底面上的总法向力；

S_a——土条底面上引发的抗剪力；

E——条间水平法向力（足标"L"表示左侧，"R"表示右侧）；

X——条间竖向剪力（足标同上）；

R——圆弧滑动面的半径或任意形状滑动面上的抗剪力S_a的力矩的臂；

f——法向力N的作用线至转动中心或力矩中心的垂直距离；

x——土条中线至转动中心或力矩中心的水平距离；

h——土条底面中点至土条顶面（通常为地面）中点的竖直距离；

a——水的合力作用线至转动中心或力矩中心的垂直距离（足标同上）；

A——水的合力；足标"L"表示左侧，"R"表示右侧；

α——土条底面中点的切线与水平面的夹角，当夹角与土坡坡角的方向相一致时，α为正号，不一致时，α为负号。

β——土条底面的斜向长度。

图11.50和11.51是地下水位较深情况的典型陡坡举例。坡顶因干燥出现张拉裂缝，缝中有水。假设张拉裂缝区内的土没有抗剪强度，区内的水产生外力A_t。张拉裂缝区内的滑动面为竖直线。对张拉裂缝的深度，通常进行估计或近似计算（Spencer，1968；Spencer，1973）。张拉裂缝区的土重成为作用于坡顶的超荷。水的作用力A_t可按作用于竖直面上的静水力计算。当坡趾浸没在水中时，坡趾处也会有水的作用力，可用A_b表示。

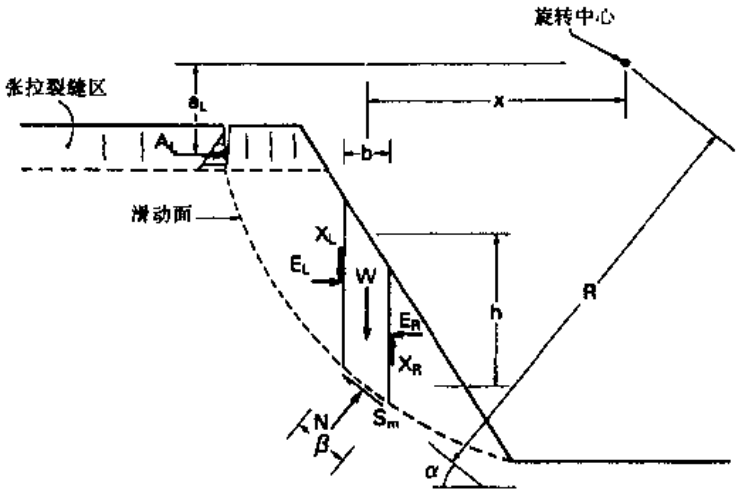


图 11.50　作用于滑动土体中一个土条上的力（圆弧滑动面）

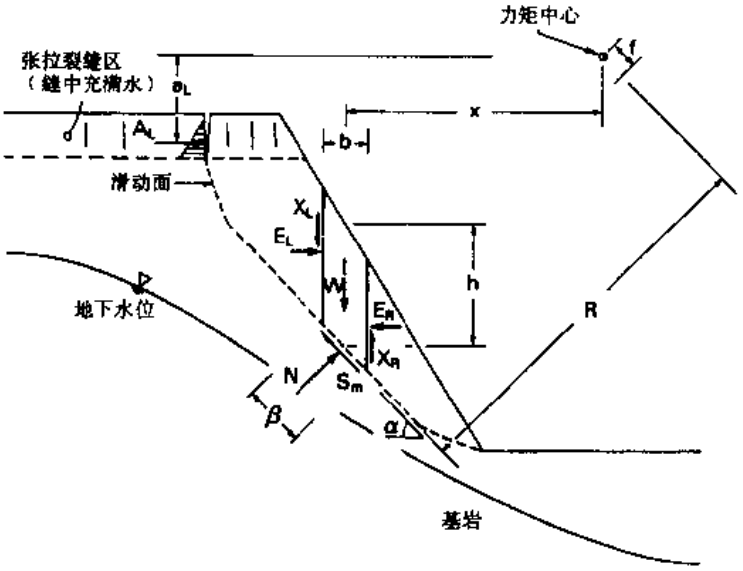


图 11.51　作用于滑动土体中一个土条上的力（复合滑动面）

引发的抗剪力公式

土条底面上引发的抗剪力可用第 9 章介绍的非饱和土抗剪强度公式写成如下形式：

$$S_m = \frac{\beta}{F}\left\{c' + (\sigma_n - u_a)\tan\phi' + (u_a - u_w)\tan\phi^b\right\} \qquad (11.55)$$

式中

σ_n——作用于土条底面上的总法向应力；

F——安全系数，其定义是：为了使假设滑动面上的土体进入极限平衡状态，土的抗剪强度参数必须按此系数减小（被此系数除）。

用于粘聚力参数（即 c'）和用于摩擦力参数（即 $\tan\phi'$和 $\tan\phi^b$）的安全系数，假设对所有的土条和涉及的土都是相同的。土条底面上引发的抗剪力的组成部分如图 11.52 所示。

图中，总应力和负孔隙水压力提供的作用分开表示，分别使用ϕ和ϕ^b角。

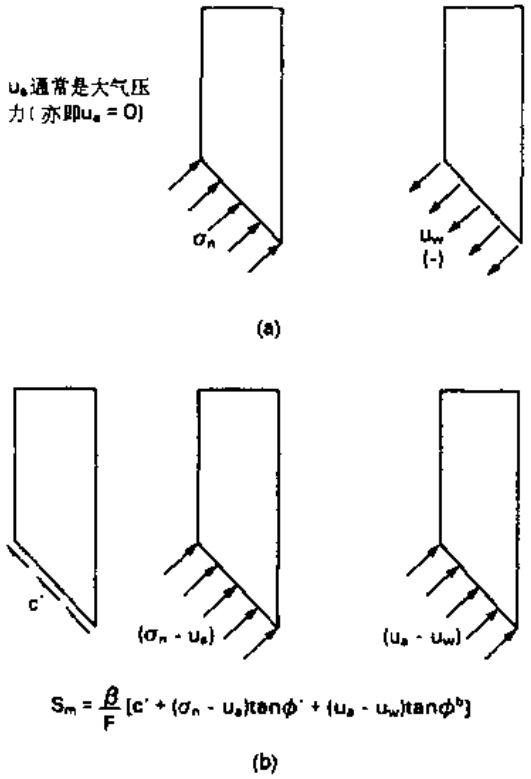


图 11.52 土条底面上的压力和抗剪力的分力（a）土条底面上的压力分力；（b）抗剪强度的三个组成

可以将基质吸力项看作是土的粘聚力的一部分。换言之，可以将基质吸力看作是提高土的粘聚力的一个因素。这样，传统的安全系数也就不需要重新推导了。作用于土条底面的引发抗剪力可以写成如下形式：

$$S_m = \frac{\beta}{F}\left\{c + (\sigma_n - u_a)\tan\phi'\right\} \qquad (11.56)$$

式中

c——土的总粘聚力，它由两部分组成（即 $c'+(u_a-u_w)\tan\phi^b$）。

这种处理方法的优点是，抗剪强度公式保留其传统形式，因而可以利用饱和土的计算机程序求解非饱和土问题。这样做的时候，负孔隙水压力区域内的土必须进一步分层，使每层的粘聚力为常数。计算机程序中，孔隙气压力和孔隙水压力均设为零。这种方法的缺点是，粘聚力不是连续的函数，必须通过手算确定每层土的相应粘聚力数值。

下面各节推导的是将负孔隙水压力提供的抗剪强度直接纳入计算的安全系数公式。推导中采用式（11.55）定义的引发抗剪力。坡趾部分浸水情况、地震加荷，以及外加线荷作用均未考虑在内。

法向力公式

作用于土条底面的法向力，可根据所有的竖向力的和求解：

$$W - (X_R - X_L) - S_m \sin\alpha - N\cos\alpha = 0 \qquad (11.57)$$

将式（11.55）代入式（11.57），并用N代替（$\sigma_n \beta$）项，得：

$$W - (X_R - X_L) - \left\{\frac{c'\beta}{F} + \frac{N\tan\phi'\beta}{F} - \frac{u_a\tan\phi'\beta}{F} + \frac{(u_a - u_w)\tan\phi^b\beta}{F}\right\}\sin\alpha - N\cos\alpha = 0 \qquad (11.58)$$

或

$$N\left(\cos\alpha + \frac{\sin\alpha\tan\phi'}{F}\right) = W - (X_R - X_L) - \frac{c'\beta\sin\alpha}{F} + u_a\frac{\beta\sin\alpha}{F}(\tan\phi' - \tan\phi^b) + u_w\frac{\beta\sin\alpha}{F}\tan\phi^b \qquad (11.59)$$

对式（11.59）进行整理，便得法向力公式如下：

$$N=\frac{W-\left(X_{\mathrm{R}}-X_{\mathrm{L}}\right)-\dfrac{c'\beta\sin\alpha}{F}+u_{\mathrm{a}}\dfrac{\beta\sin\alpha}{F}\left(\tan\phi'-\tan\phi^{\mathrm{b}}\right)+u_{\mathrm{w}}\dfrac{\beta\sin\alpha}{F}\tan\phi^{\mathrm{b}}}{m_{\alpha}} \tag{11.60}$$

式中

m_α——$\cos\alpha+\left(\sin\alpha\tan\phi'\right)/F$。

求解力矩平衡时，式（11.60）中的安全系数 F 应为力矩平衡的安全系数 F_m，而求解力的平衡时，F 应为力的平衡的安全系数 F_f。在大多数情况下，孔隙气压力 u_a 为大气压力，因此式（11.60）可简化为：

$$N=\frac{W-\left(X_{\mathrm{R}}-X_{\mathrm{L}}\right)-\dfrac{c'\beta\sin\alpha}{F}+u_{\mathrm{w}}\dfrac{\beta\sin\alpha}{F}\tan\phi^{\mathrm{b}}}{m_{\alpha}} \tag{11.61}$$

如果土条底面位于饱和土内，式（11.61）中的（$\tan\phi^{\mathrm{b}}$）项变成等于（$\tan\phi'$）。于是，式（11.61）也就恢复成饱和土边坡稳定分析中惯用的法向力公式。求解式（11.61）的计算机程序，可写成孔隙水压力凡是负值时均用 ϕ^{b} 角，凡是正值时均用 ϕ' 角，并且基质吸力很低时令 ϕ^{b} 等于 ϕ'，基质吸力很高时采用较小的 ϕ^{b} 角（Fredlund 等，1987）。

法向力公式中的条间剪力 X_L 和 X_R 可利用下面介绍的条间力函数计算求得。

力矩平衡的安全系数

可推导得出两个独立的安全系数，一个考虑力矩平衡，另一个考虑水平力平衡。可以围绕滑动面中间部分上方的某个点满足力矩平衡条件。如果滑动面是圆弧，显然可以选择圆心作为满足力矩平衡的点。选择哪个点作为力矩中心并不重要，如果力和力矩二者均满足极限平衡条件，如同普遍极限平衡法（GLE）中所要求那样。但如果只是力矩平衡得到满足，则计算得出的安全系数值将随力矩中心位置的变化而略为不同。

考虑图 11.51 所示复合滑动面围绕圆弧段转动中心的力矩平衡：

$$A_{\mathrm{L}}a_{\mathrm{L}}+\sum Wx-\sum Nf-\sum S_{\mathrm{m}}R=0 \tag{11.62}$$

将变量 S_m 的表达式（11.55）代入式（11.62），并用 N 代替（$\sigma_\mathrm{n}\beta$）项，得：

$$A_{\mathrm{L}}a_{\mathrm{L}}+\sum Wx-\sum Nf=\frac{1}{F_{\mathrm{m}}}\sum\left[c'\beta R+\left\{N\tan\phi'-u_{\mathrm{a}}\tan\phi'\beta+\left(u_{\mathrm{a}}-u_{\mathrm{w}}\right)\tan\phi'\beta\right\}R\right] \tag{11.63}$$

式中

F_m——考虑力矩平衡的安全系数。

经整理，式（11.63）可写成：

$$F_{\mathrm{m}}=\frac{\sum\left[c'\beta R+\left\{N-u_{\mathrm{w}}\beta\dfrac{\tan\phi^{\mathrm{b}}}{\tan\phi'}-u_{\mathrm{a}}\beta\left(1-\dfrac{\tan\phi^{\mathrm{b}}}{\tan\phi'}\right)\right\}R\tan\phi'\right]}{A_{\mathrm{L}}a_{\mathrm{L}}+\sum Wx-\sum Nf} \tag{11.64}$$

对孔隙气压力为大气压力的情况（即 $u_\mathrm{a}=0$），式（11.64）成为：

$$F_{\mathrm{m}}=\frac{\sum\left[c'\beta R+\left\{N-u_{\mathrm{w}}\beta\dfrac{\tan\phi^{\mathrm{b}}}{\tan\phi'}\right\}R\tan\phi'\right]}{A_{\mathrm{L}}a_{\mathrm{L}}+\sum Wx-\sum Nf} \tag{11.65}$$

对孔隙水压力为正值的情况，可令ϕ^b等于ϕ'。对圆弧滑动面的情况(图11.50)，式（11.64）可简化为：

$$F_m=\frac{\sum\left[c'\beta+\left\{N-u_w\beta-u_a\beta\right\}\tan\phi'\right]R}{A_L a_L+\sum Wx} \tag{11.66}$$

对圆弧滑动面情况，所有土条的转动半径均为R，而且所有法向力N的作用线均通过转动中心（即$f=0$）。

力平衡的安全系数

针对力平衡考虑的安全系数，可从所有水平力的和推导求得：

$$-A_L+\sum S_m\cos\alpha-\sum N\sin\alpha=0 \tag{11.67}$$

沿整个滑动土体求和时，条间水平法向力E_L和E_R相互抵消。将S_m的表达式（11.55）代入式（11.67），并用N代替（$\sigma_n\beta$）项，得：

$$\frac{1}{F_f}\sum\left[c'\beta\cos\alpha+\left\{N\tan\phi'-u_a\tan\phi'\beta+\left(u_a-u_w\right)\tan\phi^b\beta\right\}\right]=A_L+\sum N\sin\alpha \tag{11.68}$$

式中

F_f——力平衡的安全系数。

经整理，式（11.68）可写成：

$$F_f=\frac{\sum\left[c'\beta\cos\alpha+\left\{N-u_w\beta\frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'}-u_a\beta\left(1-\frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'}\right)\right\}\tan\phi'\cos\alpha\right]}{A_L+\sum N\sin\alpha} \tag{11.69}$$

对孔隙气压力为大气压力的情况（即$u_a=0$），式（11.69）成为：

$$F_f=\frac{\sum\left[c'\beta\cos\alpha+\left\{N-u_w\beta\frac{\tan\phi^b}{\tan\phi'}\right\}\tan\phi'\cos\alpha\right]}{A_L+\sum N\sin\alpha} \tag{11.70}$$

对孔隙水压力为正值的情况，ϕ^b值等于ϕ值。式（11.70）对圆弧滑动面及复合滑动面都是一样的。

条间力函数

条间法向力E_L和E_R可根据作用于土条上的水平力的和求得：

$$E_R-E_L=N\cos\alpha\tan\alpha-S_m\cos\alpha \tag{11.71}$$

将式（11.71）中的（$N\cos\alpha$）项用式（11.57）代入，得：

$$E_R-E_L=\left\{W-\left(X_R-X_L\right)-S_m\sin\alpha\right\}\tan\alpha-S_m\cos\alpha \tag{11.72}$$

经整理，式（11.72）可写成：

$$E_R=E_L+\left\{W-\left(X_R-X_L\right)\right\}\tan\alpha-\frac{S_m}{\cos\alpha} \tag{11.73}$$

利用式（11.73），可从土坡左端逐一计算条间力，一直到土坡右端（图11.53）。具体步骤将在下节说明。作用于第一土条的左边法向力等于来自水的水平力A_L；如果张拉裂缝区内没有水，则等于零。

假设条间剪力X和条间法向力E之间存在一定的数学函数关系（Morgenstern和Price，

1965）：

$$X = \lambda f(x) E \tag{11.74}$$

式中

$f(x)$——描述 X/E 值沿滑动面变化情况的函数关系；

λ——比例常数，代表求解安全系数公式时使用函数 $f(x)$ 的百分比。

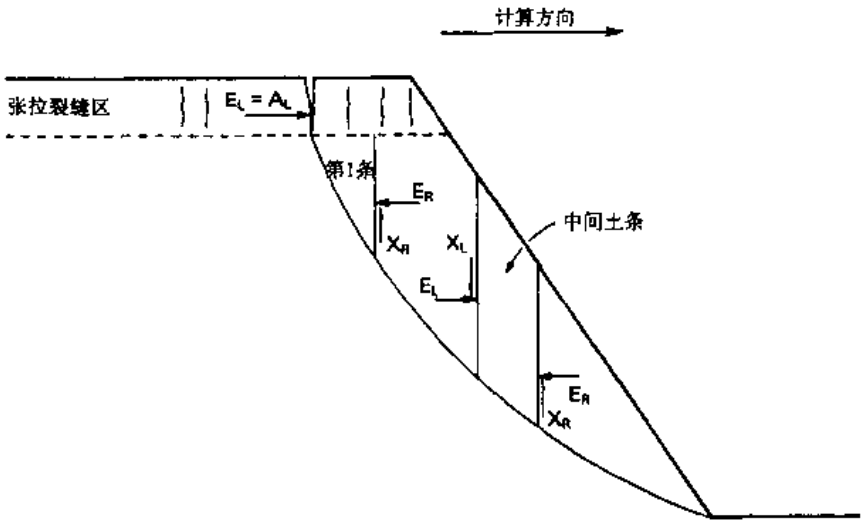


图 11.53　条间力习惯表示法

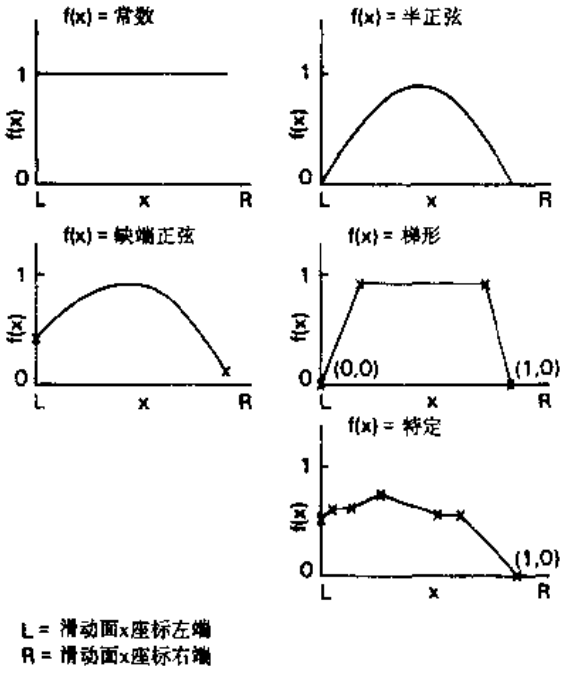


图 11.54　各种可能的条间力函数

图 11.54 表示可用于土坡稳定分析的几种函数关系 $f(x)$。原则上，分析中假设任何形状的函数关系均可。然而，假设的条间力函数如果不现实，求解非线性安全系数公式时会有收敛问题（Ching 和 Fredlund，1983）。Morgenstern 和 Price（1967）建议，条间力函数应同垂直土条上的剪应力和法向力相联系。Maksimovic（1979）采用有限元法和土的非线性特性计算土体中的应力，然后再用这些应力进行土坡的极限平衡稳定分析。

Fan 等人（1986）提出一种通用的条间力函数 $f(x)$，它是建立在使用常应变三角单元的线弹性连续介质二维有限元分析基础上的。沿滑动土体内的垂直面，对 x 方向的法向应力和 y 方向的剪应力分别进行积分，以获得法向力和剪力。然后用每个竖直面上的剪力对法向力的比值进行点绘，得条间力合力的方向分布。图 11.55 所示的是相对较陡边坡的一个滑动面的典型条间力函数。

许多土坡分析表明，可以近似采用误差函数公式的延伸形式作为条间力函数。反弯点在

靠近坡顶和坡趾处。条间力合力的斜度在土坡中点处最陡，然后向两侧逐渐平缓，在坡顶和坡趾后面一定距离处趋为零。这种经验性的条间力函数可写成：

$$f(x) = Ke^{-(C^n\omega^n)/2} \tag{11.75}$$

式中

e——自然对数底数；

K——土坡中点处的条间力函数值（即：最大值）；

C——确定反弯点的变量；

n——反映函数弯曲度（平缓或尖陡）的变量；

ω——相对于土坡中点、在 x 方向上的无量纲距离。

无量纲距离 ω 的定义见图 11.56 。条间力函数（亦即式（ 11.75 ））中的 K 值是一个变量，它同土坡的平均坡度及其深层因素 D_f 有关：

$$K = \exp\{D_i + D_s(D_f - 1.0)\} \tag{11.76}$$

式中

D_f——深层因素，其定义见图 11.57 ；

D_i——相应于 $D_f = 1.0$ 处的纵座标轴截距的自然对数；

D_s——特定土坡的深层因素与 K 关系曲线的坡度。

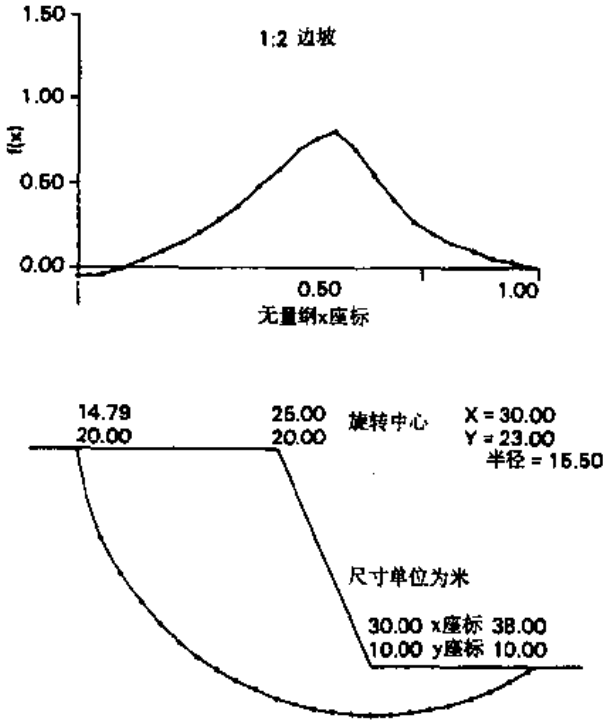


图 11.55 通过 1（水平）：2（竖向）边坡深层滑动面的条间力函数

式（ 11.76 ）在图 11.57 中表示。通过竖直边坡坡身或坡下的滑动面可当作特例对待。竖直边坡的 K 和 D_f 的关系亦在图 11.57 中表示。

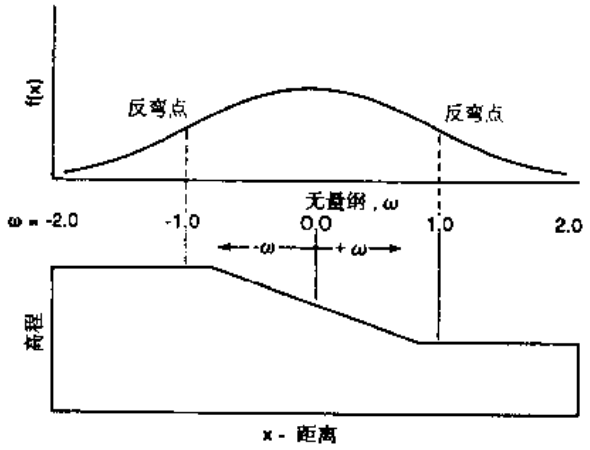
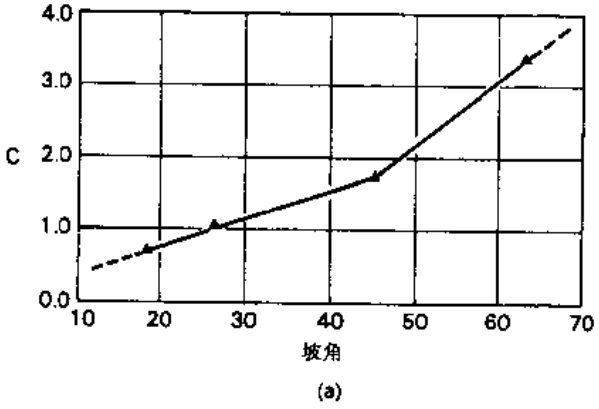


图 11.56　无量纲距离 ω 的定义



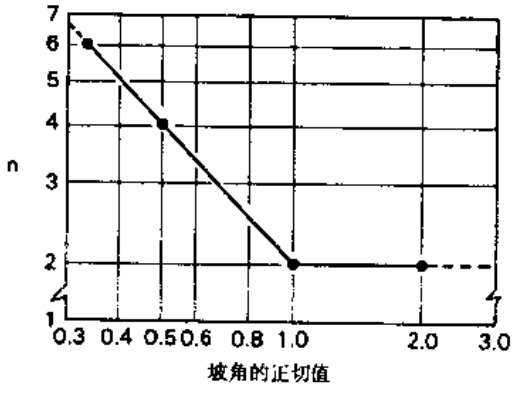


图 11.58　“ c ”和“ n ”系数值与坡角的关系　（a）“ c ”和坡角的关系；（b）“ n ”和坡角正切值的关系

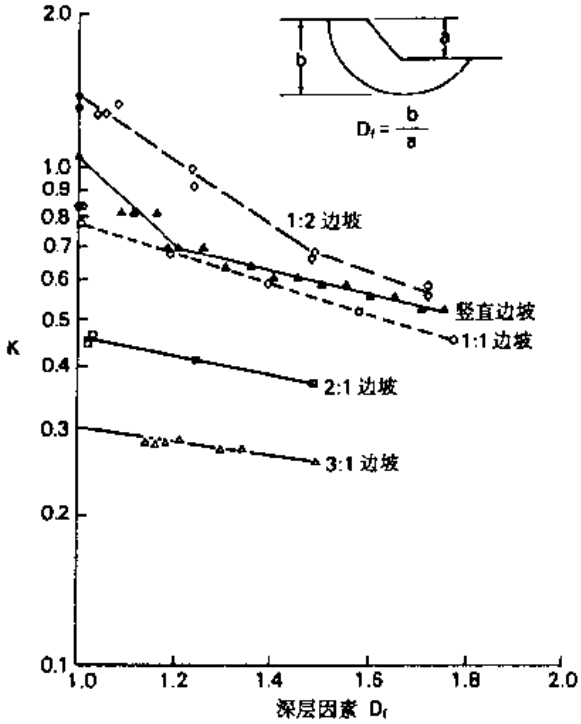


图 11.57　土坡中点处的条间力函数 K 与深层因素 D_f 的关系

上述以“有限元”为基础的函数是针对圆弧滑动面计算的。然而，一般说来，函数的形状对复合滑动面应当也是适用的。

变量“ C ”和变量“ n ”与坡角之间的关系如图 11.58 所示。

计算安全系数的步骤

力矩平衡和力平衡的安全系数公式（即式（ 11.64 ）和（ 11.65 ））均为非线性。在公式的两边都有安全系数 F_m 或 F_f，而且在法向力公式〔即式（ 11.60 ）〕中含有安全系数。非线性安全系数公式可用迭代法求解。已知作用于土条上的法向力，便可计算力矩和力平衡的安全系数。而法向力的计算〔即式（ 11.60 ）〕则需要知道条间剪力 X_L 和 X_R，并对安全系数先作一估计。

第一次迭代时，可设法向力公式中的安全系数 F 为 1.0，或用 Fredlund （ 1985c ）建议的“普通法”● 估计。第一次迭代时，可令条间剪力等于 0.0 进行法向力计算。然后根据算

● “普通法”（ Ordinary method，见 User's Manual S-30，加拿大 GEO-SLOPE 公司， 1985 ）—译注。

出的法向力进行力矩和力平衡的安全系数（亦即式（11.64）和（11.69）中的 F_m 和 F_f）计算。这样也就得出两个安全系数的初值。

下一步骤是按照式（11.73）计算条间法向力 E_L 和 E_R。需要计算两组条间力：一组与力矩平衡有关，另一组与力平衡有关。计算与力矩平衡有关的条间力时，采用力矩平衡安全系数 F_m 计算引发抗剪力 S_m（式（11.55））。而计算与力平衡有关的条间力时，采用力平衡安全系数 F_f 计算引发抗剪力 S_m（式（11.55））。第一次迭代时，式（11.60）中的条间剪力亦设为零。计算从土坡左边第一条开始（即坡顶），逐一算到坡趾处的最后一条（图 11.53）。如所有水平力完全满足平衡条件，则作用于最后一条右边的法向力 E_R 将等于零。

根据计算得出的条间法向力 E_L 和 E_R，可以利用式（11.74）计算各条的条间剪力 X_L 和 X_R。可从图 11.54 中选用一种假设的条间力函数 $f(x)$ 或利用式（11.75）进行计算。整个迭代过程中均采用所选择的条间力函数和 λ 值，一直到收敛为止。

在下一步迭代中，采用计算得出的力矩平衡安全系数 F_m 和相应的条间力重新计算法向力 N 和力矩平衡安全系数 F_m 新的数值。然后用这些新的数值去修正与力矩平衡有关的条间法向力和条间剪力（即 E_L、E_R、X_L、X_R）。

同样地，采用从第一次迭代中得到的力平衡安全系数 F_f 和相应的条间力去修正与力平衡有关的变量 N、F_f、E_L、E_R、X_L 和 X_R。

取修正后的安全系数 F_m 和 F_f 同上一步迭代中的相应值进行比较，如前后两次迭代的安全系数差别不大于指定的允许值，则计算可以停止。如有一个安全系数 F_m 或 F_f，其差值大于允许值，则继续重复上述计算，一直到两个安全系数均达到收敛为止。

解答收敛后得出的是相应于所选择的条间力函数 $f(x)$ 和 λ 值的力矩平衡安全系数和力平衡安全系数。下一步可采用相同的条间力函数但不同的 λ 值继续进行分析。最后，可得出相应于不同 λ 值的若干安全系数值 F_m 和 F_f，并将它们点绘如图 11.59 所示。力矩平衡安全系数 F_m 随 λ 值的变化，没有力平衡安全系数 F_f 那么显著。F_m 曲线和 F_f 曲线相交于力矩平衡和力平衡均得到满足的点。

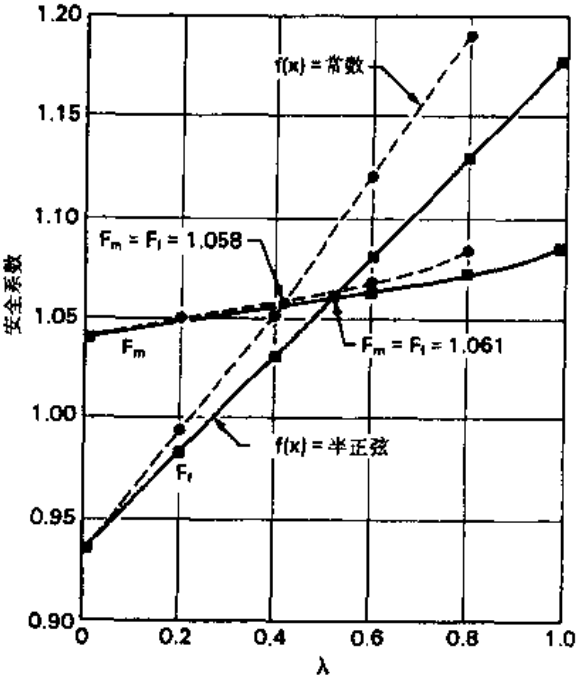


图 11.59 相应于不同 λ 值的力矩平衡安全系数和力平衡安全系数

孔隙水压力表示法

为便于分析，孔隙水压力常常用孔隙压力系数 r_u 表示（Bishop 和 Morgenstern，1960）：

$$r_{uw} = \frac{u_w}{g\sum \rho_i h_i}。 \qquad (11.77)$$

式中

r_{uw}——水的孔隙压力系数；

h_i——每个土层的厚度；

ρ_i——每个土层的密度。

孔隙压力系数一般均按正值考虑。然而，它也可以用于代表负孔隙水压力和孔隙气压力：

$$r_{ua}=\frac{u_a}{g\sum\rho_i h_i} \tag{11.78}$$

式中

r_{ua}——空气的孔隙压力系数。

图 11.60 说明孔隙水压力为负值时如何使用孔隙压力系数。在此情况，孔隙压力系数也是负值。

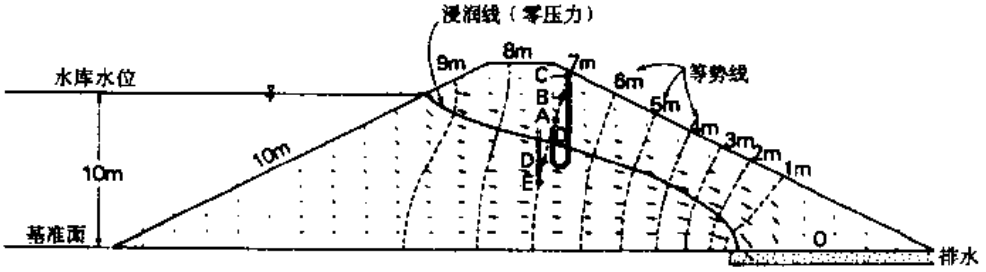


图 11.60　土坝中的稳态渗流状态

浸润线上各点的水的孔隙压力系数等于零。水的孔隙压力系数等于+0.5 时也就意味着接近自流水压状态，因为水的密度约为土的密度的 1 / 2 。在浸润线上方土中，随着高程的上升，负孔隙水压力愈来愈大，而上覆压力却愈来愈小。其结果，孔隙压力系数可能出现很大负值。假设在 1 m 深度处，孔隙水压力为－ 200 kPa，而上覆压力为 20 kPa （设 $\rho=2000$ kg / m^3，则$\rho g h=20$ kPa ），则水的孔隙压力系数为-10 。靠近地面处，水的孔隙压力系数可达很大负值。

图 11.60 是处于稳态渗流状态下的土坝的一个横截面。选择其中一根等势线，计算该线上不同深度处的水的孔隙压力系数，并加以点绘，如图 11.61 所示。在靠近地面以前，孔隙压力系数基本上是线性变化，但一到地面附近，孔隙压力系数便非线性急剧增大。因此，在靠近地面处很难使用孔隙压力系数来表示负孔隙水压力。

天然土坡中的孔隙气压力系数总是接近零，因为土中的空气同大气相连通。在压实填土中，由于上覆土重的作用，孔隙气压力可能具有正值，但通常很小。

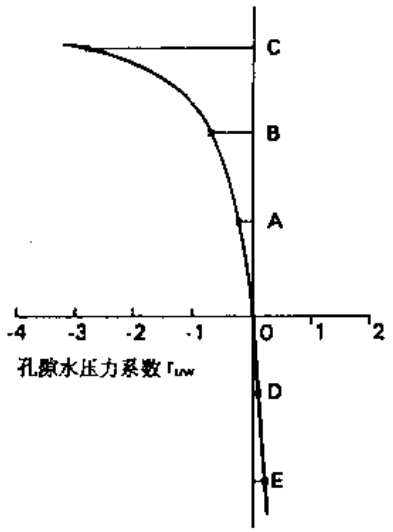


图 11.61　沿 7 m 等势线上的孔隙水压力系数

水和空气的孔隙压力系数在形式上同第 8 章介绍的孔隙压力参数相类似，但二者之间有一定差别。首先，孔隙压力系数通常结合相关的现场经验使用。第二，它们用于计算孔隙压力变化时是以总上覆压力为参考值，不以主应力变化为参考值。第三，孔隙压力系数有两种用法。上面描述的是确定土体中一点的孔隙压力系数，然而，孔隙压力系数也可以作为土体中一个区域的平均值使用。Bishop 和 Morgenstern （ 1960 ）提出了确定一个区域的平均孔隙压力系数的方法，并在土坡稳定分析中使用这个数值计算孔隙水压力。

进行土坡稳定分析时，还可以使用其他方法表示孔隙水压力。孔压变化可用孔隙压力参数 A 和 B 表示。孔隙压力参数 B 代表各向等值加荷引起的

孔压变化。孔隙压力参数 A 代表偏差加荷引起的孔隙压力变化。水和空气的孔隙压力参数（即 B_w、A_w、B_a和 A_a）见第 8 章。

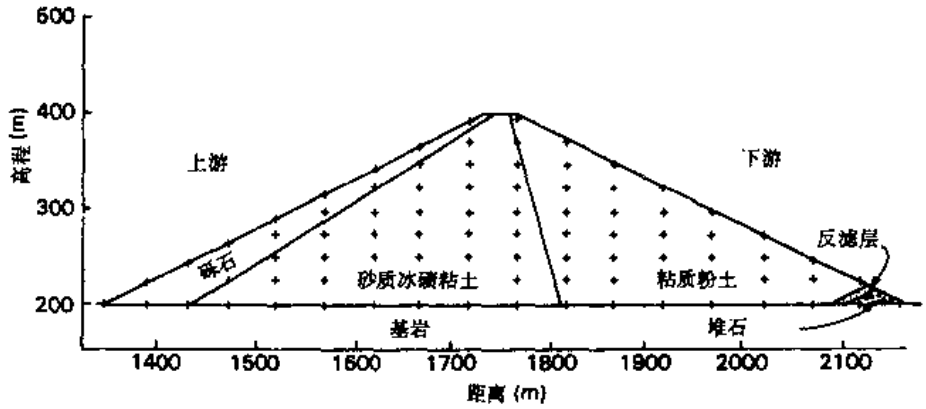


图 11.62 孔压水头网络画在土坝横截面上

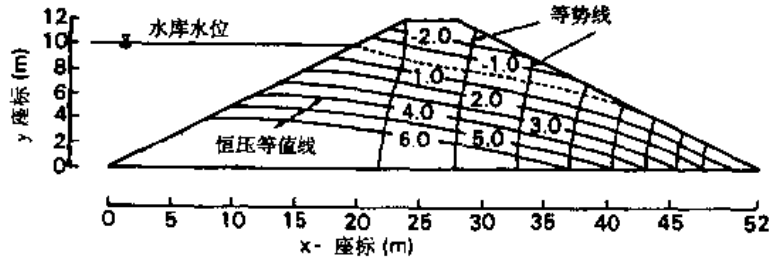


图 11.63 反映孔压水头的等值线

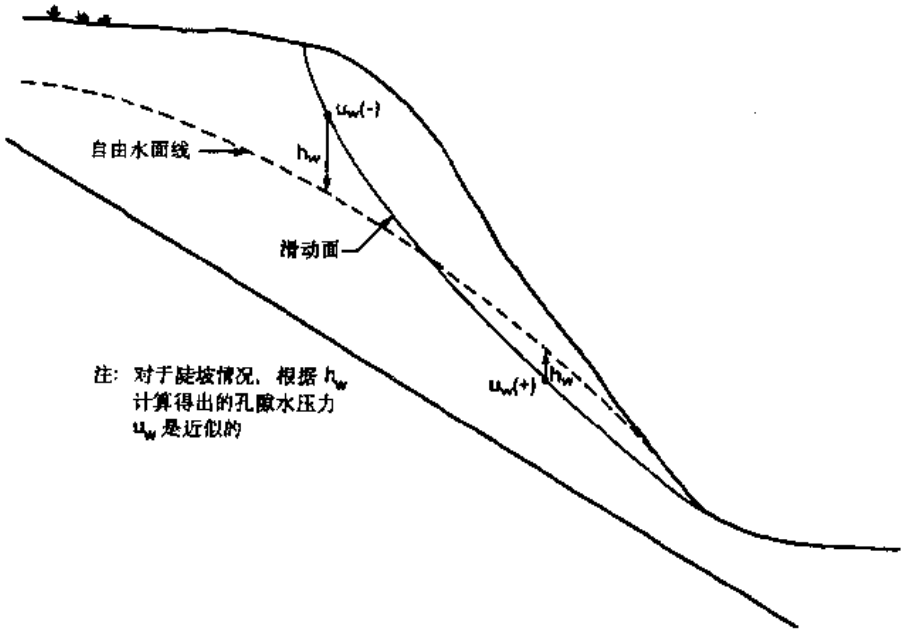


图 11.64 反映孔隙水压力的自由水面线

Hilf （1948）和 Bishop （1956）对孔隙水压力和上覆压力之间的关系亦进行过分析。他们利用空气的压缩性和可溶性，以及土体结构的压缩性，得出基本上是非线性的孔隙压力系数（见第 8 章）。

可以在所考虑的土坝横截面上画孔隙水压力数值的网格（图 11.62 ）。孔隙水压力可以是正值或负值。利用插入法便可求得任一点的孔隙水压力。也可以绘制负孔隙水压力等值线（图 11.63 ）。等值线之间各点的孔隙水压力可用插入法求得。具体步骤在下面详细介绍。

用自由水面线也能求得土坡中的孔隙水压力（图 11.64 ）。从自由水面线到它下方某点的垂直距离等于该点的正孔隙水压力水头（即 $u_w = h_w\rho_w g$ ）。另一方面，从自由水面线到它上方某一点的垂直距离等于该点的负孔隙水压力水头（即 $u_w(-) = h_w\rho_w g$ ）。如果土坡很陡，地下水位的坡降很大时，用这种方法得出的孔隙水压力会有较大误差，

11.3.3　其他极限平衡方法

普遍极限平衡法（ GLE ）可根据不同条件写成各种专门的极限平衡法。各种条分法可根据所满足的静力平衡条件和对条间作用力所作的假设加以分类，如表 11.2 和表 11.3 所示。大部分方法根据力矩平衡或力平衡计算安全系数，而 Spencer 法和 Morgenstern-Price 法则根据力矩平衡和力平衡二者均满足的条件计算安全系数。这两种方法在这点上同 GLE 法的原理是一样的。

不同极限平衡方法满足的静力平衡条件　　表 11.2

方法	力平衡		力矩平衡
	第一方向[①]（如，垂直）	第二方向[①]（如，水平）	
普通或 Fellenius 法	是	否	是
简化 Bishop 法	是	否	是
简化 Janbu 法	是	是	否
通用 Janbu 法	是	是	[②]
Spencer 法	是	是	是
Morgenstern-Price 法	是	是	是
陆军工程师团法	是	是	否
Lowe-Karafiath 法	是	是	否

[①] 求力的总和时，可选择任何两个正交方向

[②] 采用力矩平衡计算条间剪力

常用条分法比较　　表 11.3

方法	安全系数		条间力假设
	力矩平衡	力平衡	
普通法	x		$X=0$，$E=0$
简化 Bishop 法	x		$X=0$，$E\geqslant 0$
简化 Janbu 法		x	$X=0$，$E\geqslant 0$
通用 Janbu 法		x	$X_i = E_i\tan\alpha_i - (E_i - E_i)\ t_w / b$[①]
Spencer 法	x	x	$X / E = \tan\theta$[②]
Morgenstern-Price 法	x	x	$X / E = \lambda f(x)$
Lowe-Karafiath 法		x	X / E——地面和滑动面的平均坡度
陆军工程师团法		x	X / E——平均地面坡度

[①] α_i——条间推力线与水平面的夹角

t_w——从土条底面至土条右侧推力线的垂直距离

[②] θ——条间力的合力与水平面的夹角

采用相应的条间作用力假设（表 11.3 ）之后， GLE 法便可替代不同的条分法进行土坡稳定分析。

11.3.4 极限平衡条分法计算中的不收敛情况

在极限平衡条分法计算中，可能由于下列三个原因之一而出现解答不收敛的情况（ Ching 和 Fredlund， 1983 ）。第一，对滑动面形状做了不现实的假设；第二，由于粘聚力值太大，造成法向力成为负值，这两个原因均会造成数学上的不稳定性；第三，为了使分析成为确定性分析而做的某些假设，可能构成不现实的条件而使计算无法收敛。

土条底面的法向力〔式（ 11.60 ）〕可能因为 m_α 值不现实而变成不合理（ Whitman 和 Bailey， 1967 ）。不现实的 m_α 值通常是因为假设的滑动面同土压力理论不一致所造成的。m_α 值趋近零时，土条底面法向力趋近无穷大〔式（ 11.60 ）〕。不合理的大法向力将影响安全系数的计算。解决 m_α 问题的办法是，限制坡顶处（主动区）的滑动面倾角不大于主动应力状态的最大倾斜角（图 11.65 ）：

$$\alpha_{\max} = 45^\circ + \frac{\phi'}{2} \tag{11.79}$$

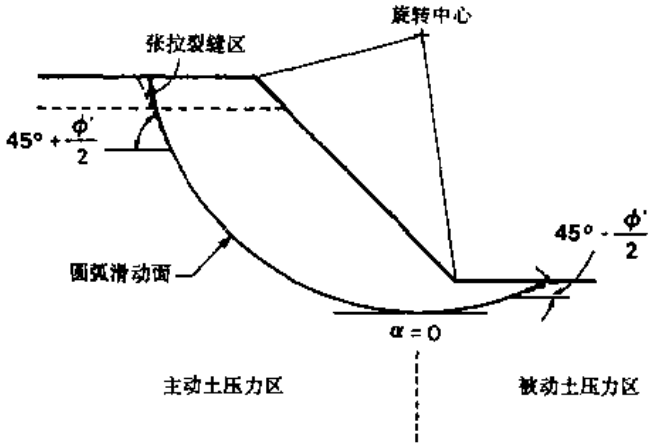


图 11.65 滑动面在坡顶和坡脚处的极限倾角

同样地，坡脚处（被动区）的滑动面倾角应限制不大于被动应力状态的最大倾斜角（图 11.65 ）：

$$\alpha_{\max} = 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \tag{11.80}$$

坡顶的竖直张拉裂缝区亦可用于限制滑动面的倾斜度，以避免出现 m_α 问题。滑动面在张拉裂缝区的底部停止。

土条底面出现负的法向力是因为粘聚力值太大，这通常同土坡中具有很高负孔隙水压力有关，特别是滑动面较浅，粘聚力在抗剪强度中起主要作用的情况尤其显著。图 11.66 说明，在具有浅层滑动面的陡坡中，粘聚力的增大对滑动面上的法向应力的影响。粘聚力可以认为是随着基质吸力的增大而增大（即 $c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$ ）。

从图 11.66 可看出，粘聚力增大会造成负的法向应力。负的法向力是因为粘聚力太大，引发出很大的抗剪力 S_m 所致。抗剪力具有正号，表明它的作用方向与滑动方向相反。为了使力多边形闭合（满足力平衡条件），法向力必须是负值。 Spencer（ 1968， 1973 ）认为，应当考虑坡顶有张拉裂缝区，以减小引发的抗剪力。张拉裂缝区的深度可穿过出现负法向力的区域。

对条间状态做不现实假设的任何极限平衡法都会遇到解答不收敛的问题。这主要因为假设的推力线（ Line of thrust ）不合理所造成（ Ching，1981 ）。可以利用力矩平衡公式推导得出建立在假设“推力线”基础上的条间力函数。这种函数的形状同弹性分析的结果（ Fan， 1983 ）相比较是很不合理的，如图 11.67 所示。两端的函数很陡，意味着计算得出的条间剪力可能超过土条的自重。因此，建议土坡稳定分析中采用的假设应当大体上同重力作用引起的应力相一致。

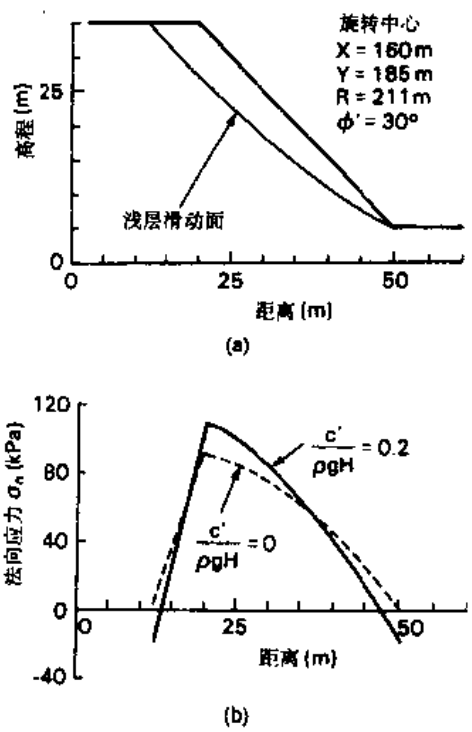


图 11.66　粘聚力值增加对法向应力分布的影响（ a ）具有浅层滑动面的陡坡；（ b ）沿滑动面的法向应力分布

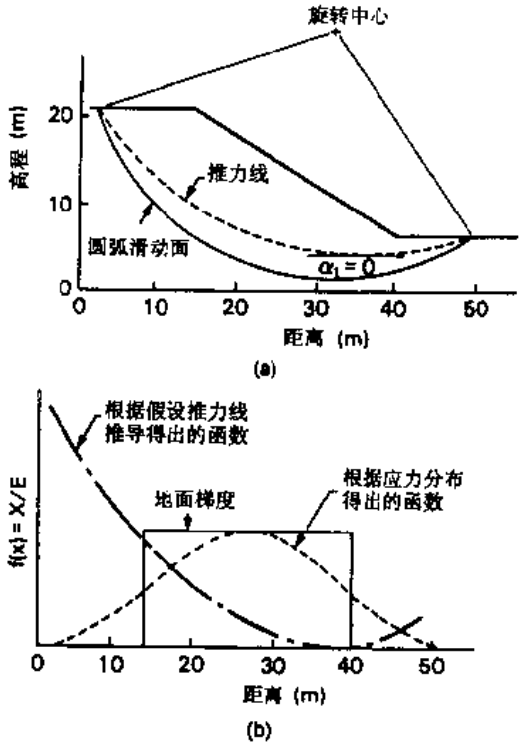


图 11.67　根据不合理的推力线假设推导得出的条间力函数举例（ a ）推力线的几何位置；（ b ）可能的条间力函数

11.3.5　负孔隙水压力对土坡稳定的影响

上面讨论了孔隙水压力为负值情况下的土坡稳定分析中的各有关问题。可用于进行这种土坡稳定分析的一种方法是将基质吸力纳入土的粘聚力（ Ching 等， 1984 ）。这种方法将称之为谓“总粘聚力”法。第二种方法是重新推导安全系数公式，以便正的和负的孔隙水压力都能包括进去（ Fredlund， 1987a， 1989； Fredlund 和 Barbour， 1990； Rahardjo 和 Fredlund，1991 ）。也可以在土坡稳定分析中引入一种非线性的抗剪强度与基质吸力的关系（ Rahardjo，Fredlund 和 Vanapalli， 1992 ）。

“总粘聚力”法

在“总粘聚力”法中，土的粘聚力 c 随基质吸力增大而增大。在不同 ϕ^b 值情况下，基质吸力造成的粘聚力增值（亦即：（ $u_a - u_w$ ） $\tan\phi^b$ ）如图 11.68 所示。

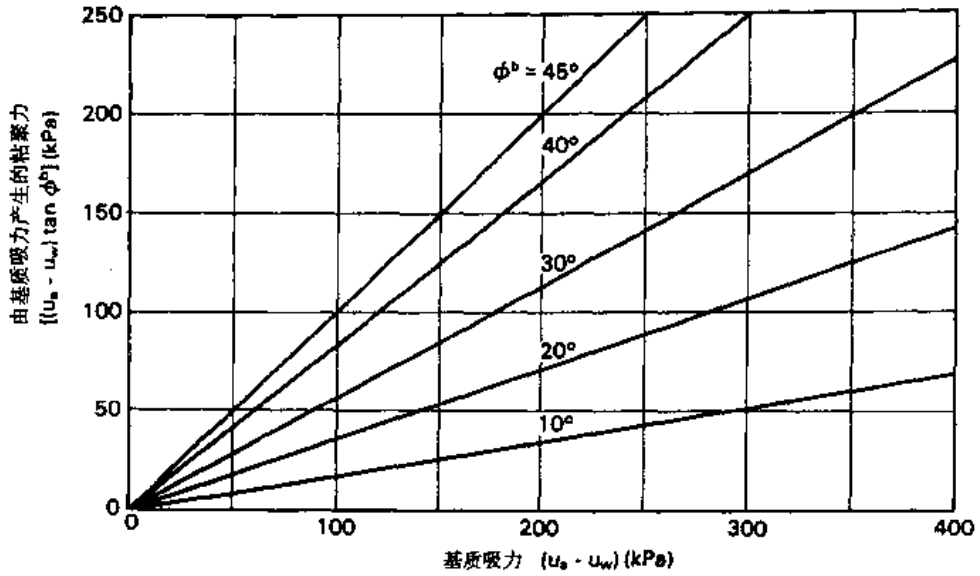


图 11.68 不同ϕ^b角情况下由基质吸力产生的粘聚力

负孔隙水压力与粘聚力的关系亦可用另一方式表示，见图 11.69 。在这里，基质吸力是用地下水位以上静水负孔隙水压力的百分比表示，然后乘以 tanϕ^b，得出相应于ϕ^b = 15°的粘聚力增值（图 11.69 ）。

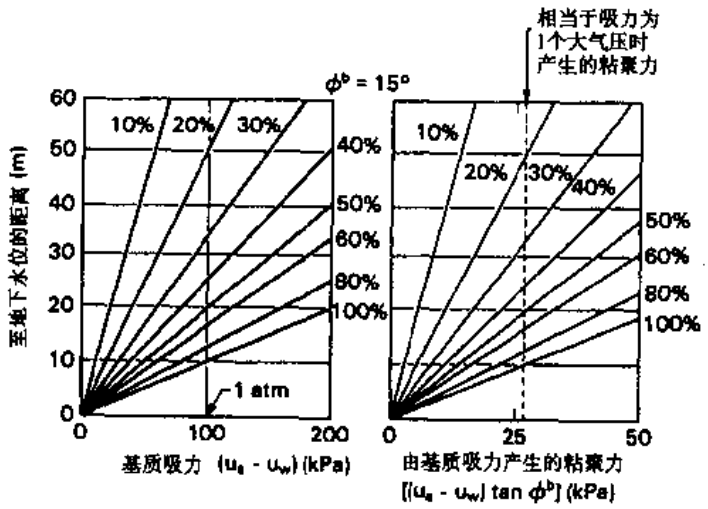


图 11.69 不同基质吸力分布情况下的等效粘聚力增值

由于负孔隙水压力（或基质吸力）造成的安全系数提高如图 11.70 和 11.71 所示。基质吸力产生的抗剪强度包括在土的粘聚力里（即 $c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$）。可以很容易理解，在延续雨季里由于基质吸力产生的粘聚力减小了，土坡的安全系数有可能显著下降。

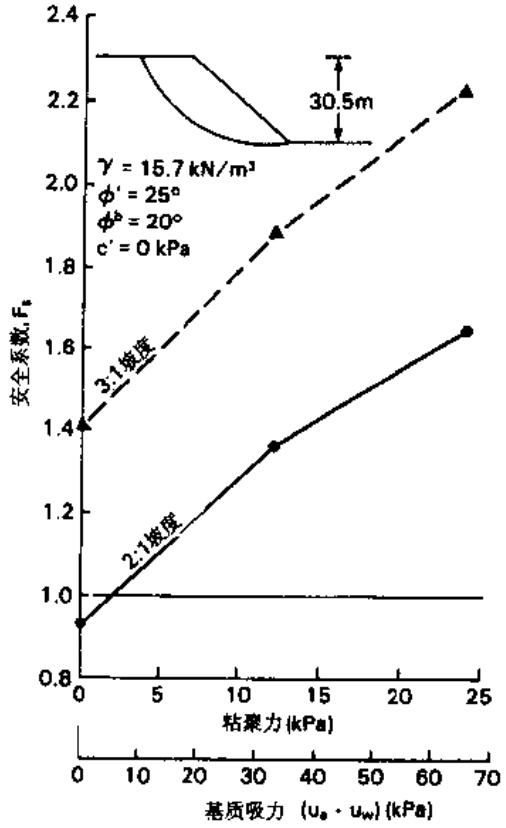


图 11.70　简单土坡的安全系数与基质吸力的关系

采用“总粘聚力”法的两个实例

下面介绍在具有负孔隙水压力的土坡稳定分析中应用“总粘聚力”法的两个实例。这是香港两个陡坡的稳定分析。土层分布是根据许多钻孔资料确定的。抗剪强度参数（即 c'、ϕ'、ϕ^b）是用原状土样做室内试验测得的。负孔隙水压力是在现场用张力计量测的。进行稳定分析的目的是为了评估基质吸力变化对安全系数的影响。同时，采用不同百分比的静水负孔隙水压力进行了参数分析。

实例 1　场地平面如图 11.72 所示。在一排住宅楼的背后有一挖方陡坡，最大高度 35 m，与水平面成 60°平均倾角。为防止地面水入渗，坡面铺有一层水泥-石灰-土。坡顶附近出现过周期性小型坍塌。情况表明，急需对陡坡的稳定性进行详细调查分析。

共分析了三个横截面（即 *A-A*，*B-B* 和 *C-C*），如图 11.73 所示。土层主要是风化花岗岩。在 10 m 厚的强风化花岗岩上面有一层 4 ～ 5 m 厚的花岗岩崩积层。基岩在地面下 20 ～ 30 m，地下水位在基岩深处。据估计，在暴雨影响下，地下水位有可能上升 5 m（十年一遇）至 8m（千年一遇）。但这么深的地下水位，其升降不会直接影响土坡稳定分析。这类陡坡的潜在破坏主要是相对浅层滑动。

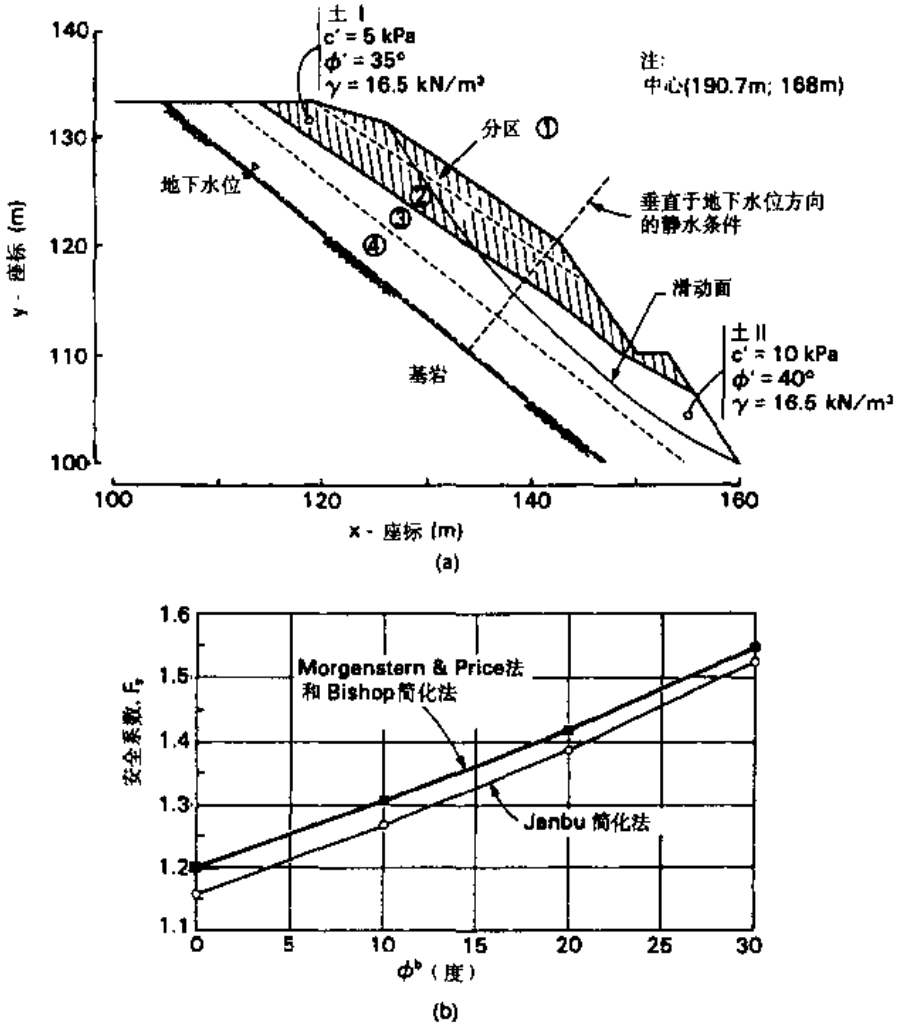


图 11.71 基质吸力产生的粘聚力增加与陡坡安全系数的关系（a）香港一典型陡坡举例；（b）由于ϕ^b角增加产生的安全系数增加

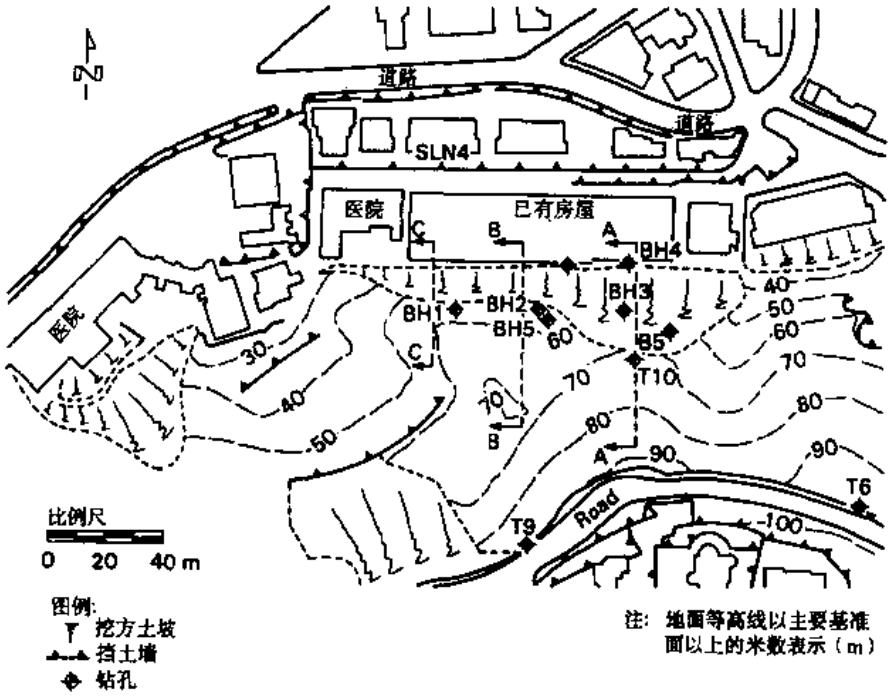


图 11.72 实例 1 的场地平面

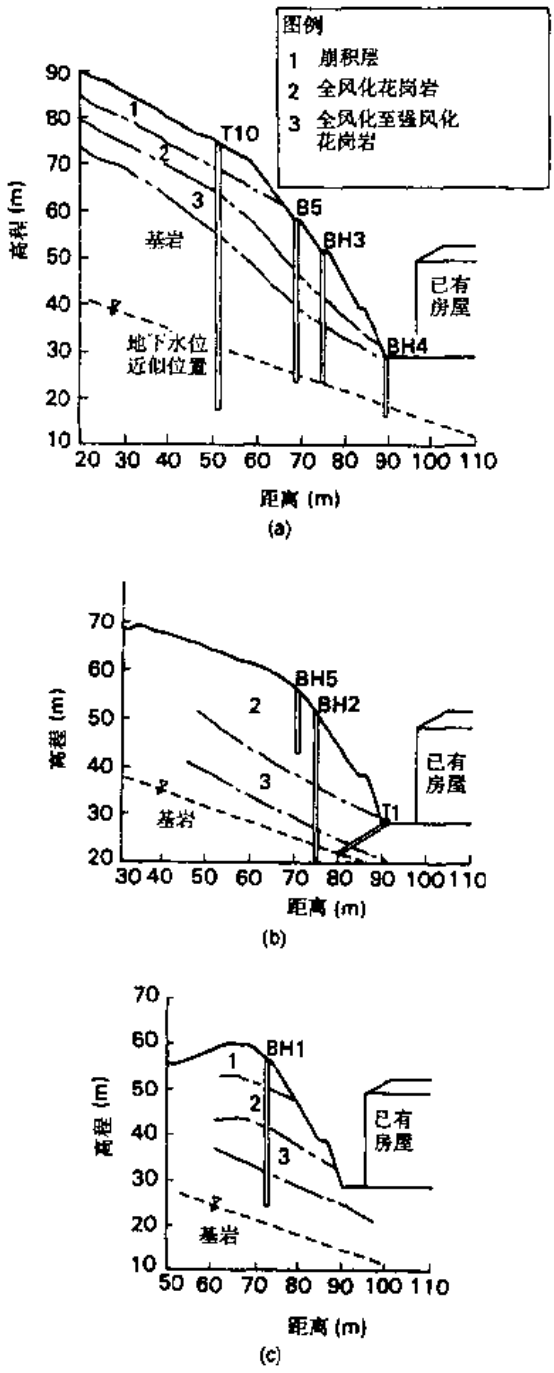


图 11.73　实例 1 稳定分析中使用的横截面
（a）截面 *A-A*；（b）截面 *B-B*；
（c）截面 *C-C*。

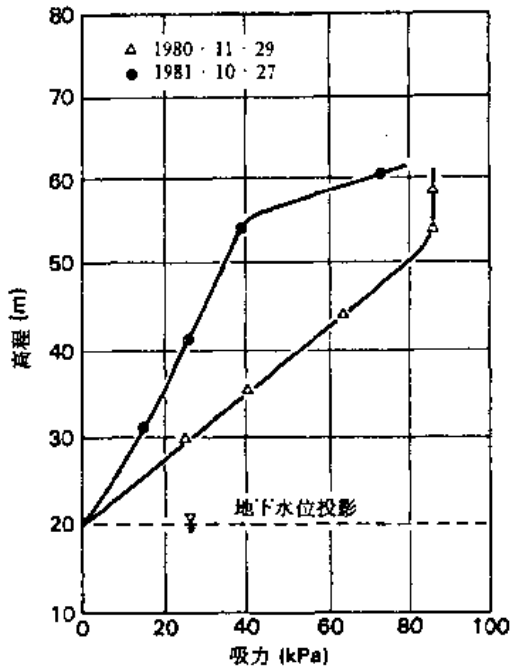


图 11.74　实例 1 横截面 *A-A* 附近的实测原位基质吸力

用原状岩芯做三轴试验得出的结果如表 11.4 所示。测得的平均ϕ^b角为 15°（Ho 和 Fredlund，1982a）。

从土坡表面用张力计量测土中的原位基质吸力。图 11.74 是在截面 *A-A* 附近测得的两条基质吸力分布线。可以看出，在坡面附近由于受微气候条件影响，吸力分布有较大变化。靠近坡的上部未测基质吸力。

对图 11.73 所示的三个截面进行了稳定分析。所有分析均用 GLE 法。假设条间竖直剪力为零，并仅根据力矩平衡求安全系数。分析采用圆弧滑动面。得出的临界滑动面均通过坡脚。

首次分析时，忽略不计基质吸力的作用（即采用 $c = c'$），得出的是三个截面的最小稳定安全系数（表 11.5）。三个安全系数均小于 1.0，表明土坡不稳定。但实际上，土坡是稳定的。这也就是说，基质吸力产生的抗剪强度在保持土坡的整体稳定方面起着十分重要的作用。

实例 1 各类土的强度特性 表 11.4

土类	重度（kN / m³）	c'（kPa）	ϕ'（度）
崩积物	19.6	10.0	35.0
全风化花岗岩	19.6	15.1	35.2
全风化至强风化花岗岩	19.6	23.5	41.5

实例 1 的土坡稳定分析结果，不考虑基质吸力的作用 表 11.5

截面	旋转中心①（m）			
	x-座标	y-座标	半径	安全系数
A-A	232.5	190.0	216.0	0.864
B-B	143.8	120.0	89.5	0.910
C-C	171.6	118.1	120.8	0.881

①临危旋转中心

随后分析中，将基质吸力作为抗剪强度中粘聚力项的一个组成部分考虑了进去。为反映基质吸力随深度的变化，每个截面均分成平行于地下水位的若干分层。图 11.75 所示的是截面 A-A 的分层情况，每层厚 5m，假设各层具有不同的总粘聚力 c。每层的 c 值根据吸力分布图和 $\phi^b = 15°$ 计算得出。

按不同百分比的静水负孔隙水压力分布进行了参数分析。相应的基质吸力及其等效粘聚力增值如图 11.69 所示。分析中采用的基质吸力值限制在 101.3kPa（亦即一个大气压）以下，相当于粘聚力增值不超过 27kPa。三个截面相应于不同基质吸力百分比的参数分析成果见图 11.76。安全系数 1.0 相当于基质吸力分布为静水条件的 10～20％左右。基质吸力分布上升为静水条件的 40％时，安全系数显著提高（增大约 25％）。至于超过 40％以后，安全系数提高得很少，这主要因为将基质吸力值限制在 101.3 kPa 以内的缘故。截面 A-A 相应于不同基质吸力分布情况下的临危转动中心位置如图 11.77 所示。随着土的粘聚力增大，临界滑动面趋向于更深进入土坡里面。土的粘聚力是随基质吸力的增大而增大。

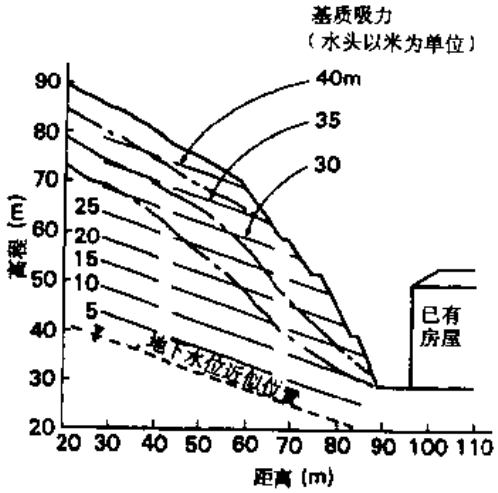


图 11.75 实例 1 截面 A-A 为分析土坡稳定采用的分层

应用图 11.74 所示的实测基质吸力也做了上述土坡的稳定分析。根据实测基质吸力分布（最大值为 85kPa ）计算每个分层的等效粘聚力增值。分析结果见表 11.6 。按照 1980 年 11 月 29 日和 1981 年 10 月 27 日实测基质吸力分布计算得出的三个截面的平均稳定安全系数分别为 1.10 和 1.01 。

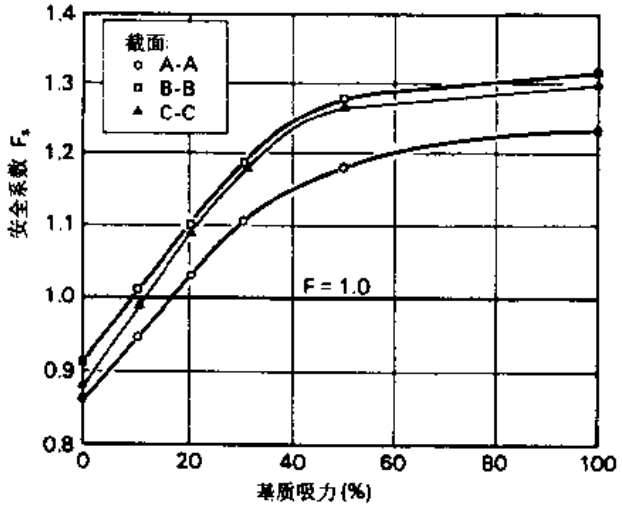


图 11.76　使用实例 1 进行的土坡稳定参数分析成果

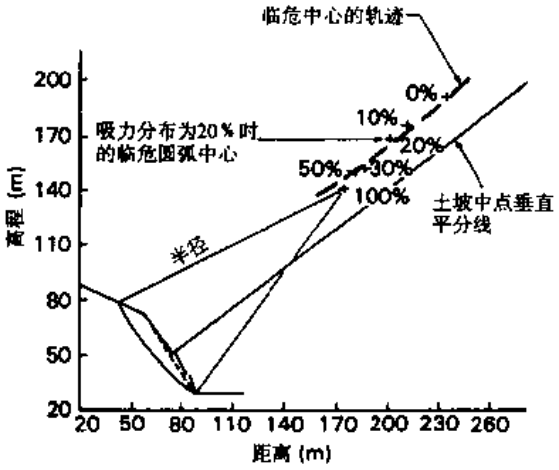


图 11.77　截面 *A-A* 相应于不同基质吸力分布的临危旋转中心位置

实例 1 的土坡稳定分析结果，考虑实测基质吸力的作用　　表 11.6

A. 吸力分布（1980.11.29）

截面	旋转中心（m）		半径	安全系数
	x-座标	*y*-座标		
A-A	176.3	141.9	143.0	1.072
B-B	133.1	117.5	81.4	1.143
C-C	138.8	96.3	83.1	1.132

B. 吸力分布（1981.10.27）

截面	旋转中心（m）		半径	安全系数
	x-座标	*y*-座标		
A-A	201.3	167.5	178.6	0.984
B-B	165.0	125.0	122.2	1.046
C-C	156.9	108.8	104.1	1.014

实例 2　场地平面如图 11.78 所示。在已有住宅楼后面有一挖方陡坡，拟在此坡上方盖一高层住宅楼。为此需要对该陡坡在新情况下的稳定性进行详细研究。该陡坡位于一条主干道下方，横截面 *A-A* 如图 11.79 所示。陡坡的平均高度为 30 m，与水平面成倾角 60°。土层全是风化流纹岩。地下水位在地面下很深处，估计受暴雨影响有可能上升 5 ～ 8m（分别相应于十年一遇和千年一遇情况），但不会直接影响相对浅层滑动的边坡稳定分析。

土的抗剪强度参数是用原状土样在室内测定的，其结果如表 11.7 所示。原位基质吸力是沿一勘探竖井的侧壁，在不同深度处埋设张力计量测的。图 11.80 是 1980 年雨季实测的基质

吸力分布剖面。除了靠近地表处受地面水入渗影响而有若干变化外，基质吸力分布剖面基本保持不变。

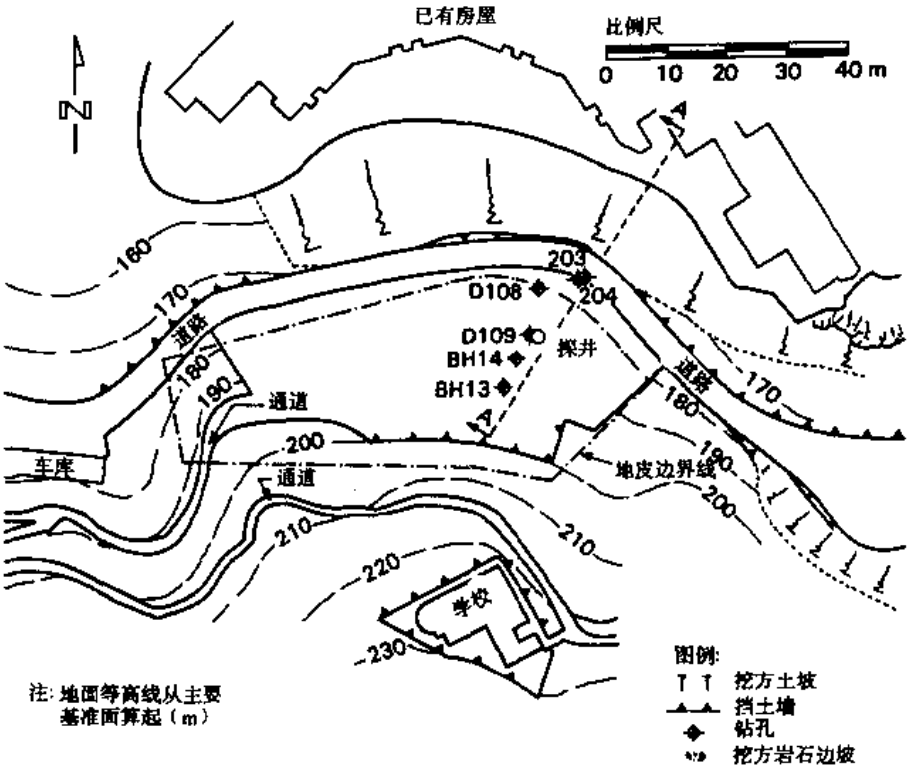


图 11.78 实例 2 的场地平面

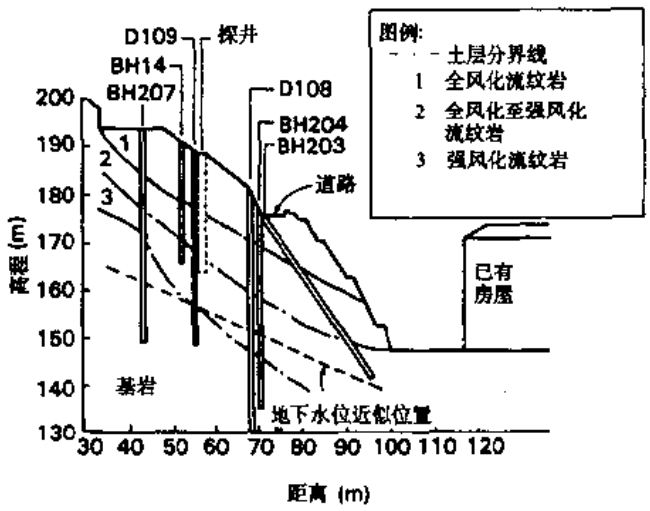


图 11.79 实例 2 的横截面 *A-A*

实例 2 各类土的强度特性 表 11.7

土类	重度 (kN / m^3)	c' (kPa)	ϕ' (度)	ϕ^b (度)
全风化流纹岩	18.4	10.1	42.6	12.0
全风化至强风化流纹岩	21.4	12.0	43.9	12.0

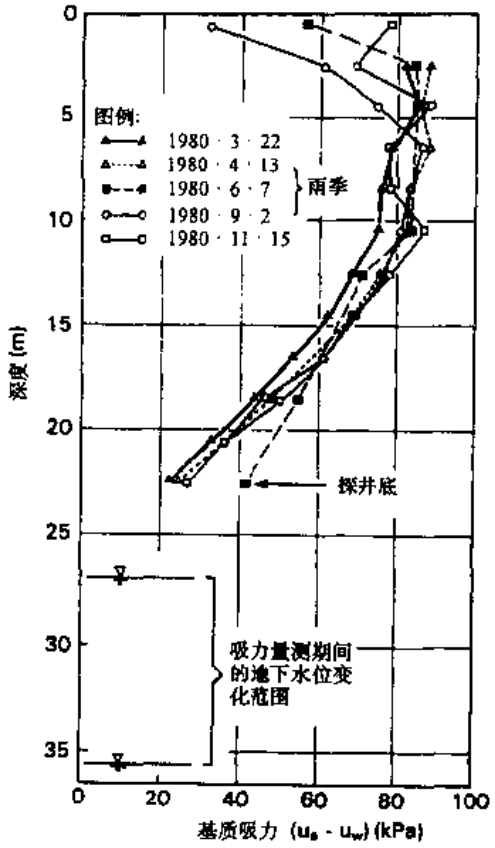


图 11.80　实例 2 1980 年期间的实测基质吸力（引自 Sweeney， 1982 ）

采用通过坡脚的圆弧滑动面对截面 *A-A* 进行了稳定分析（图 11.79 ）。计算步骤同实例一。不考虑基质吸力情况下（即 $c = c'$），陡坡的计算安全系数为 1.05 左右。虽然尚未见到即将出事的迹象，但这么低的安全系数意味着土坡随时都有可能失稳。进行第二步分析时，考虑了基质吸力的作用（即 $c = c' + (u_a - u_w)\tan\phi^b$）。分析中采用了 1980 年 9 月 2 日实测的基质吸力分布。为考虑基质吸力随深度的变化，将截面划分为平行于地下水位的若干分层。在这种基质吸力分布情况下计算得出的稳定安全系数为 1.25 。换言之，基质吸力使安全系数提高了 20 %左右。

为研究基质吸力分布和地下水位的变化对安全系数的影响，对截面 *A-A* 进行了参数分析。分析中，采用了图 11.69 所示的不同基质吸力分布。地下水位则按相应于十年一遇和千年一遇暴雨情况进行计算。参数分析的结果见图 11.81 。从图中可看出，基质吸力分布的变化比地下水位的变化，对安全系数产生更敏感影响。

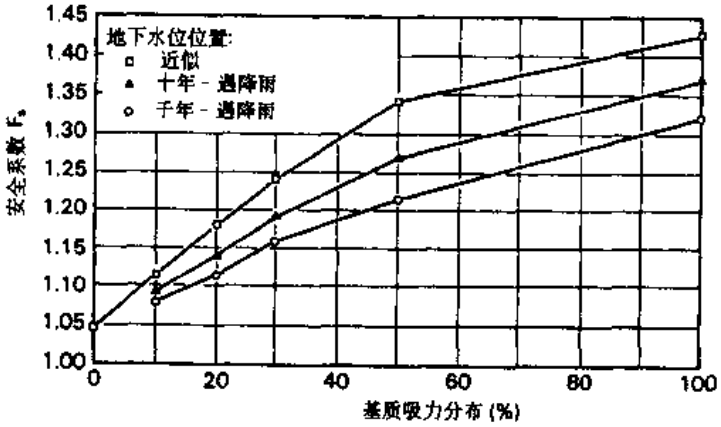


图 11.81　实例 2 土坡稳定安全系数参数分析

“延伸抗剪强度”法

在土坡稳定分析中也可以采用“延伸抗剪强度”公式。下面以香港一陡坡的典型截面为例，说明这种方法的应用（ Ng， 1988 ）。按照不同的孔隙水压力情况进行了土坡的安全系数计算，以看出负孔隙水压力的作用。为模拟暴雨条件，在坡面施加一定渗水量。其结果，孔隙水压力增大（即基质吸力减小），土坡的安全系数随之减小。分析中亦可看出不同ϕ^b值对安全系数的影响。

有关瞬态流的分析在第 15 、 16 章介绍。本节应用瞬态流公式计算暴雨引起的负孔隙水

压力变化。在渗流及稳定分析中均假设孔隙气压力等于大气压力（即 $u_a=0$）。

总体布置和土的特性

土坡高约 38 m，与水平面的倾角为 60°左右。其横截面及土层分布如图 11.82 所示。土坡主要是由风化花岗岩组成的残积土。在最上面 5 m 厚崩积层下面全是强风化或全风化的花岗岩。土坡表面铺有一薄层低透水性的水泥-石灰-花岗岩风化物三合土。

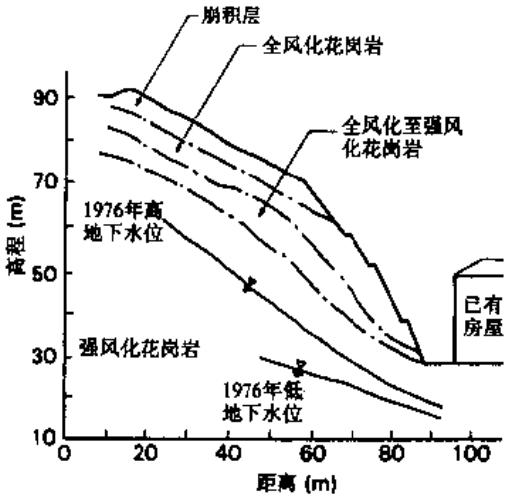


图 11.82 残积土陡坡的横截面

分析中需要用到土的渗透及抗剪强度特性。表 11.8 列出土的饱和渗透系数。利用饱和渗透系数和土的土-水特征曲线可以计算求出土的非饱和渗透系数函数（Green 和 Corey，1971b）。崩积土和全风化花岗岩的土-水特征曲线如图 11.83 所示。

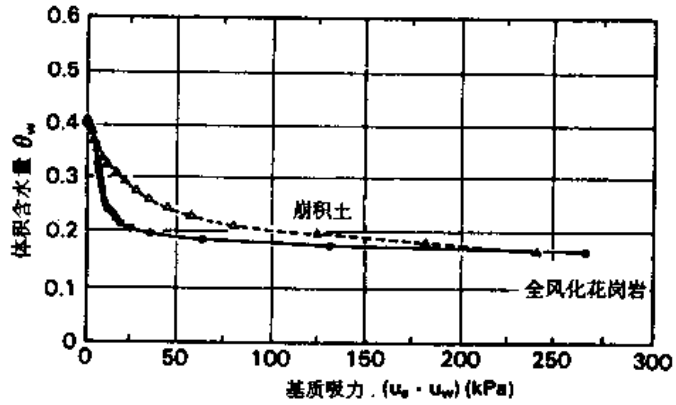


图 11.83 全风化花岗岩及崩积层的水-土特征曲线

例题中各类土的饱和渗透系数 表 11.8

土类	渗透系数 k_s（m / s）
崩积土	3×10^{-5}
全风化花岗岩	7×10^{-6}
全风化至强风化花岗岩	6×10^{-5}
强风化花岗岩	5×10^{-6}

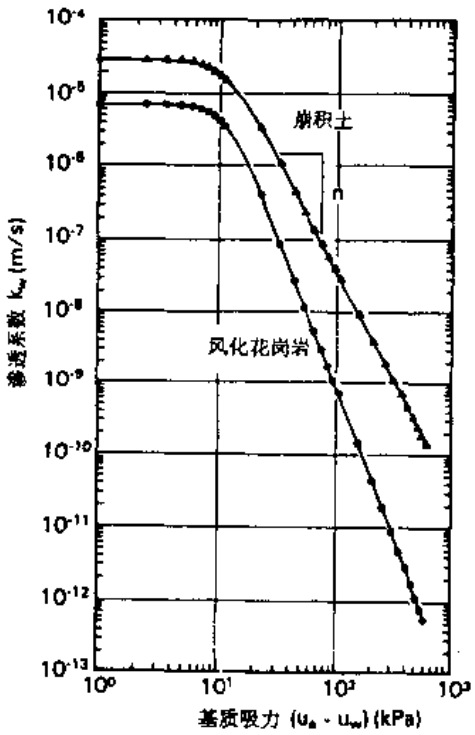


图 11.84　风化花岗岩和崩积土的非饱和渗透系数函数

利用土-水特征曲线上的数据和土的饱和渗透系数，可以建立非饱和渗透系数 k_w 和基质吸力的关系（Lam，1984）。然后，可用计算得出的数值去拟合 Gardner（1958，a、b）提出的非饱和渗透系数函数：

$$k_w = \frac{k_s}{1 + a\left\{\frac{(u_a - u_w)}{\rho_w g}\right\}^n} \qquad (11.81)$$

并得出崩积土和风化花岗岩的“a”和“n”值约为 0.1 和 3.0（Ng，1988）。利用这两个数值和土的饱和渗透系数便可得出非饱和渗透系数函数如图 11.84 所示。

计算得出崩积土和风化花岗岩的水的体变系数 m_2^w 为 $3 \times 10^{-3}\,\mathrm{kPa}^{-1}$ 左右。各层土的抗剪强度参数和重度见表 11.9。进行边坡稳定分析时需用这些数据。计算时，假设 ϕ^b 角为有效内摩擦角 ϕ' 的某一百分比，共假设了五种百分比（即 0、25、50、75 和 100 %）进行参数分析。

例题各类土的强度参数和重度　　表 11.9

土类	粘聚力 c'（kPa）	有效内摩擦角 ϕ'（度）	重度（kN / m³）
崩积土	10	35	19.6
全风化花岗岩	10	38	19.6
全风化至强风化花岗岩	29	33	19.6
强风化花岗岩	24	41.5	19.6

渗流分析中采用的初始条件

用有限元法进行了稳态及瞬态渗流分析（见第 7 章及第 16 章）。土坡截面的离散化网格如图 11.85 所示。沿网格周边指定初始条件如下。底面 *BC* 为零流量边界。左右两侧（即 *AB* 和 *DC*）的地下水位以上部分为零流量边界，地下水位以下为常水头边界，水头等于地下水位的初始高程。

地面 *AFED* 为渗流边界，以香港的年平均降雨量作为施加渗流量，约 2080 mm / 年或 6.6×10^{-8} m / s（Anderson，1983），但陡坡部分 *FED* 只按 10 %渗流量计算，因为坡面铺有三合土保护层。假设施加渗流量超过土坡的吸入能力时，水不会积存在表面边界上。

孔隙水压力等值线和稳态流量条件下的地下水位如图 11.86 所示。沿截面 *X-X* 的孔隙水压力分布见图 11.87。基质吸力由于施加流量的结果而偏离静水压条件，而流量是在回渗条件下产生的。野外观测表明，这种回渗条件在干旱季节仍保持一样（Leach 和 Herbert，1982；Sweeney，1982）。

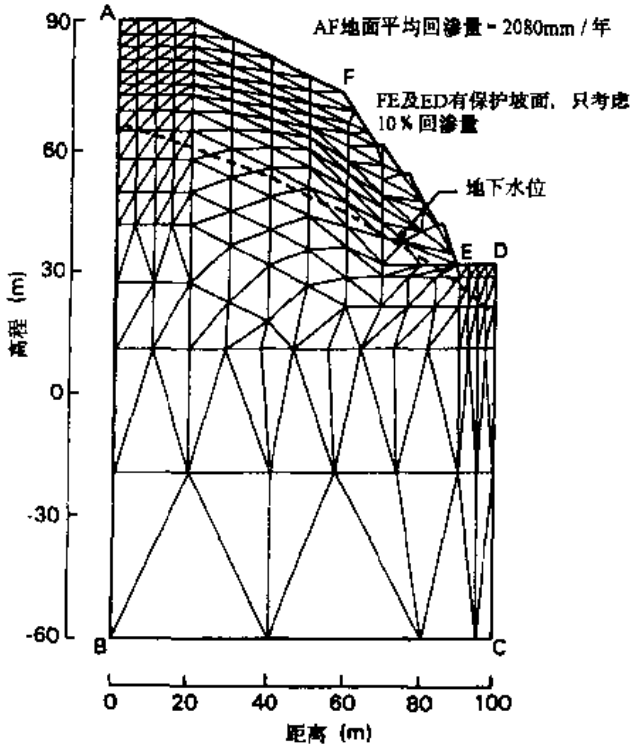


图 11.85 挖方陡坡的有限元网络及初始边界条件

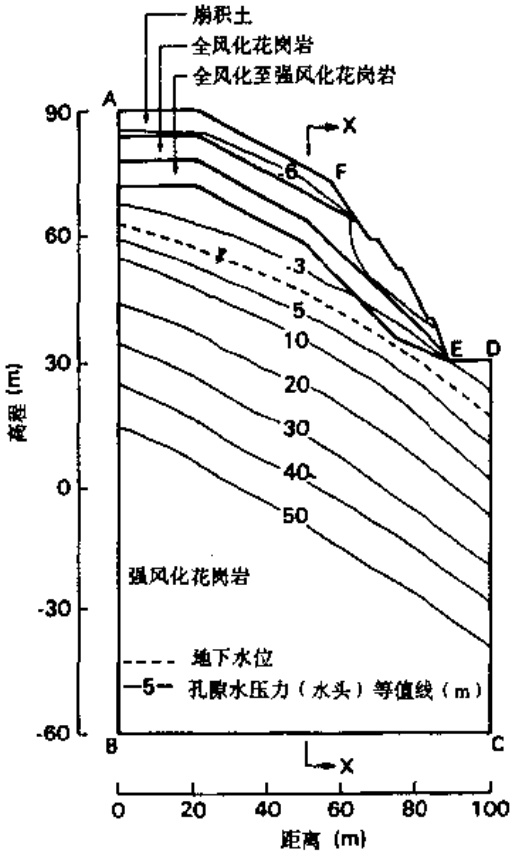


图 11.86 初始地下水位和孔隙水压力等值线

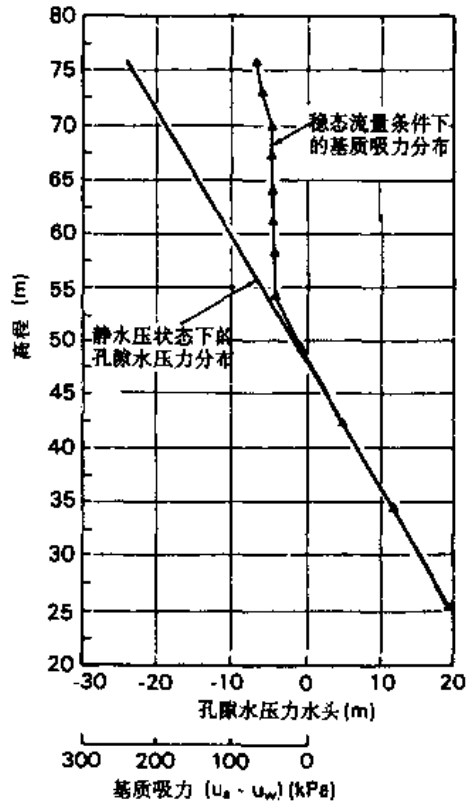


图 11.87 稳态流量情况下截面 *X*-X 上的基质吸力分布

计算得出的稳态流量条件下的孔隙水压力（图 11.86 和 11.87）可用于分析土坡的稳定。所有土坡稳定分析均采用 GLE 法，考虑圆弧滑动面。相应于不同ϕ^b / ϕ'比值的计算结果见图 11.92。忽略不计负孔隙水压力时（亦即ϕ^b / ϕ' = 0），安全系数等于 0.9。实际上，土坡并未出现临危迹象，表明安全系数大于 1.0，这一定是因为负孔隙水压力提高了土的抗剪强度，使安全系数增大了。相应于ϕ^b / ϕ'比值从 0.25 变化为 1.0，安全系数从 1.0 变化为 1.4。安全系数的这个变化范围同采用“总粘聚力”法求得的相应于不同基质吸力分布的变化范围是一致的。

暴雨情况下的渗流和边坡稳定分析

下列瞬态分析说明长时间连续暴雨对图 11.82 所示陡坡稳定性的影响。分析中选用的降雨率为 1.30×10^{-5} m / s，连续时间 480 min。采用模拟稳态流量条件下的孔隙水压力分布作为暴雨期间瞬

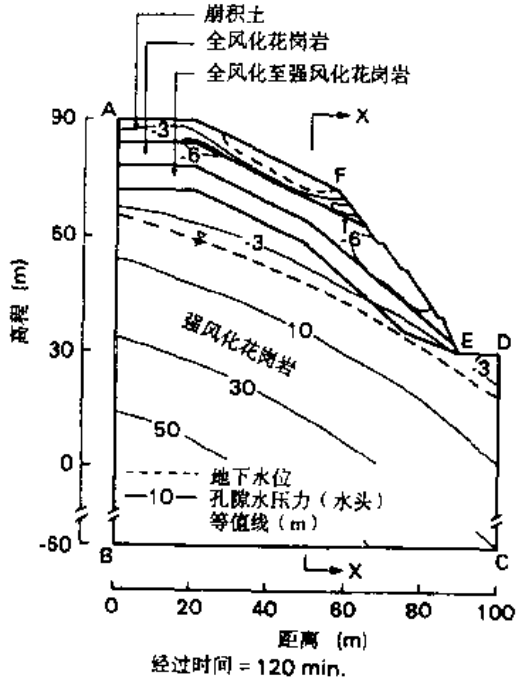


图 11.88　经过 120 min 时的地下水位位置和孔隙水压力等值线

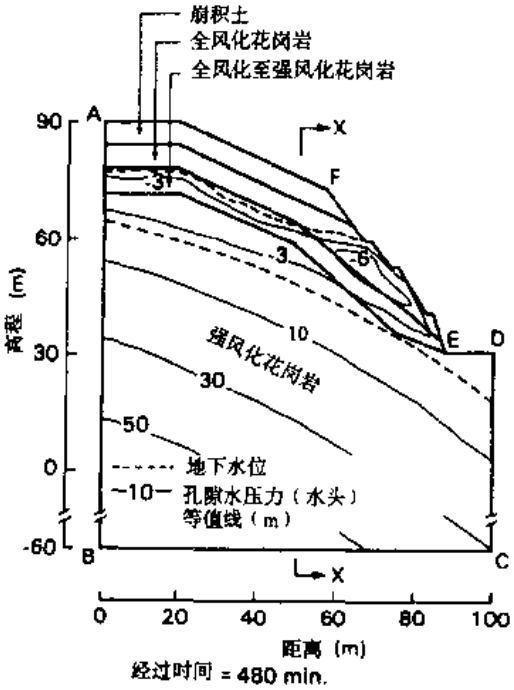


图 11.89　经过 480 min 时的地下水位位置和孔隙水压力等值线

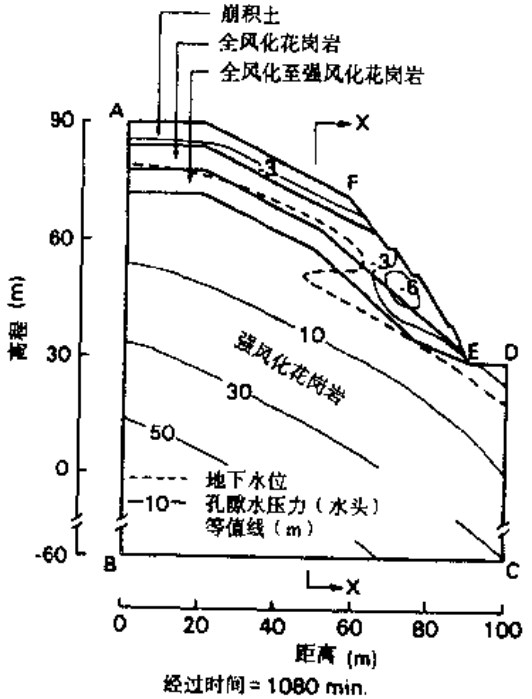


图 11.90　经过 1080 min 时的地下水位位置和孔隙水压力等值线

态分析的初始条件。计算得出的暴雨开始后不同时刻的孔隙水压力分布如图 11.88 至 11.90 所示。从未铺三合土保护层的地面 AF 开始，土坡上部逐渐进入饱和状态（见图 11.88 ）。经过 480min，暴雨停止时，饱和前沿深入土坡中 12 m 左右，并延伸到有保护层的坡面 FE 底下（见图 11.89 ）。经过 1080 min，达到最终稳定状态。这时候，随着坡内水分发生重新分布，饱和前沿进入到坡内更深处，使相应于最终稳定状态的地下水位高于初始条件时的地下水位（图 11.86 ）。

图 11.91 表示截面 X-X 不同时刻的孔隙水压力分布。随着饱和前沿下移，坡内深处的负孔隙水压力增大为零（即基质吸力消失）。在最终稳定状态下，土坡上部仅恢复初始基质吸力的一部分，而下部则全部失去其初始基质吸力。

采用相应的孔隙水压力分布，可以分析土坡不同时刻的稳定。计算结果如图 11.92 和 11.93 所示。从图中可看出，暴雨期间相应于不同（ϕ^b / ϕ）比值的安全系数变化情况。安全系数在暴雨结束后 480min 才停止继续下降。（ϕ^b / ϕ）比值愈大，安全系数下降得愈显著。这是因为临界滑动面比较浅，在引发的抗剪强度中由负孔隙水压力产生的那部分起主要作用。上述情况说明，陡坡在长时间延续暴雨期间有可能由于基质吸力消失而发生灾难性破坏。

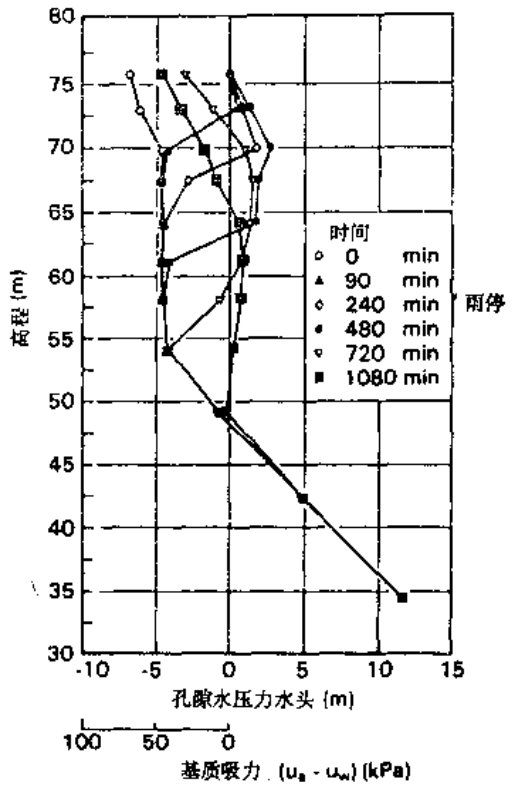


图 11.91 截面 X-X 经过不同时间的基质吸力分布

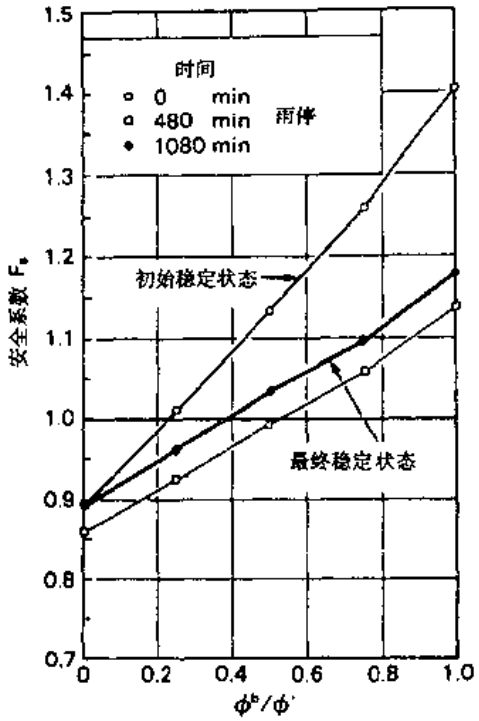


图 11.92 不同渗流状态下相应于 ϕ^b / ϕ 比值的安全系数

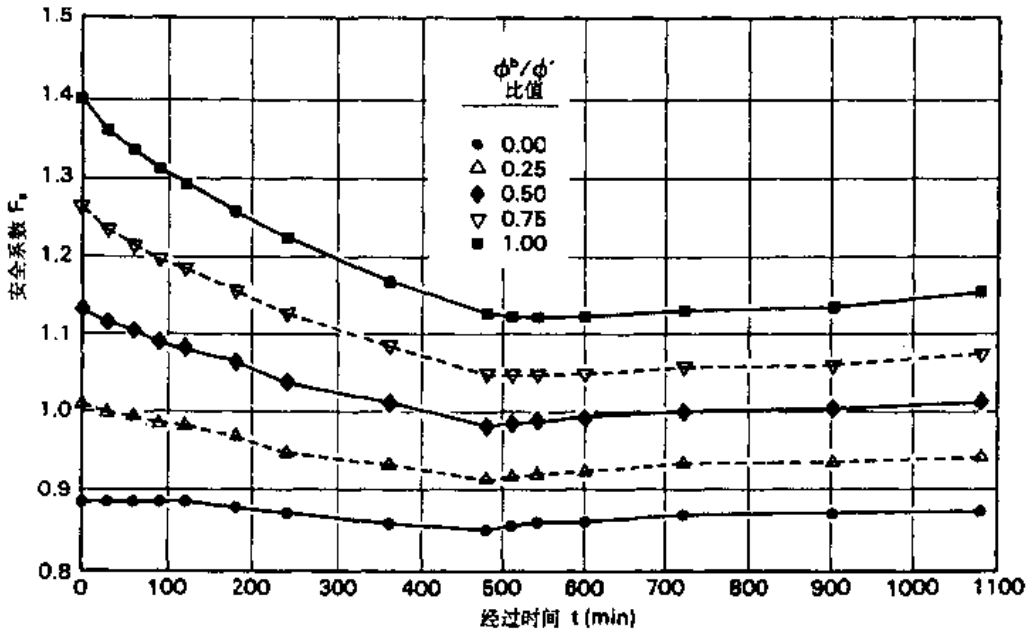


图 11.93 开始降雨后经过不同时间的安全系数

在暴雨停止、水分向坡内深处移动之后，经过 480 min，固定滑动面上的安全系数开始逐渐增加。不过，暴雨后的临危滑动面可能不同于暴雨期间的临界滑动面。临界滑动面可能随饱和前沿下移而更深进入坡内。安全系数的回升速率看来远远小于暴雨期间的下降速率。

第 12 章　体积变化理论

在表 12.1 中列举了若干类型的关于非饱和土的本构关系，体积变化的本构关系只是土力学中使用的若干本构关系中的一种。体积变化的本构方程将变形状态变量与应力状态变量联系起来。在第 9 章中介绍的剪切强度公式就是一个本构方程，它是将剪应力与法向应力状态变量联系在一起。本构关系的建立需要有土的特性参数，这些参数一般由试验确定，在剪切强度公式中用到的土的特性参数有有效粘聚力 c'，有效内摩擦角 ϕ'和角ϕ^b。

非饱和土若干类型的本构关系　　表 12.1

本构关系	内容摘要	索引
应力与体积-质量	1）建立应力状态变量与应变、变形及土体体积-质量特性，如孔隙比、含水量、饱和度之间的关系	第 12 章
	2）气体-水混合体的密度方程	第 8 章
	3）气体-水混合体的压缩方程	第 8 章
应力与应力	1）不排水加荷条件下，将孔隙压力与法向应力相联系的孔隙压力参数	第 8 章
	2）将剪应力与应力状态变量相联系的强度方程	第 9 章
应力梯度与渗流速率	1）孔隙气体与孔隙水的渗流定律	第 5 章

本章将简要综述关于非饱和土体积变化的各种理论与试验的文献，介绍非饱和土体积变化的概念。变形状态变量的选择原则是保持非饱和土的密度连续性（即质量守恒）。非饱和土的应力状态变量已在第 3 章中作过介绍。

本章还将提出体积变化本构方程的若干表达形式。介绍用来验证这些本构方程的试验方法。凡是用于体积变化本构方程中的土性参数都赋予一个总的名称“体积变形系数”，这些体积变形系数之间的关系将在本章后部分进行讨论。

12.1　文献综述

1941 年，Biot（1941）在土体各向同性并遵循线弹性反应假定的基础上提出了三维固结理论。该理论假定土非饱和，在孔隙水中含有封闭气泡。为全面描述非饱和土的变形状态，使用了两个本构关系。其一是针对土的结构的，另一个则针对土中的液相。在公式中用了两个相互独立的应力变量，一共需要 4 个体积变形系数来联系应力与变形状态。

将非饱和土的变形性状与单值的有效应力方程相联系的努力（Bishop，1959）没有取得多大成功（Jennings 和 Burland，1962）。对于饱和的与非饱和的，从粉质砂土到粉质粘土的各种土进行的一维和三维的压缩试验证明，多数土的体积变化与有效应力之间，并不存在单一的关系。当饱和度低于临界值时更是如此。粉土与砂类土的临界饱和度大约在 20 %

左右，而粘土的临界饱和度则可高达 85 ～ 90 %。

Coleman （ 1962 ）将 Bishop 有效应力方程的两个组成部分分开，对土的结构提出一组本构关系，对液相提出另一组本构关系。对非饱和土样在三轴试验加荷条件下的体积变形，提出了与上述土结构有关的体积变化本构关系如下：

$$-\frac{dV}{V}=-C_{21}\left(du_{w}-du_{a}\right)+C_{22}\left(d\sigma_{m}-du_{a}\right)+C_{23}\left(d\sigma_{1}-d\sigma_{3}\right) \qquad (12.1)$$

式中

dV——土单元体的总体积变化；

V——土单元体的当前总体积；

u_a——孔隙气压力；

u_w——孔隙水压力；

σ_1——总轴向正应力（即大主应力）；

σ_3——总约束压力（即小主应力）；

σ_m——平均总法向应力〔即 1 / 3 （$\sigma_1+2\sigma_3$）〕；

C_{21}、C_{22}、C_{23}——与土结构体积变形有关的土性参数。

压缩参数 C_{21}、C_{22}、C_{23}仅与（u_a-u_a）、（u_a-u_w）、（$\sigma_1-\sigma_3$）的当前值与土的应力历史有关。与液相有关的体积变化本构关系是：

$$-\frac{dV_{w}}{V}=-C_{11}\left(du_{w}-du_{a}\right)+C_{12}\left(d\sigma_{m}-du_{a}\right)+C_{13}\left(d\sigma_{1}-d\sigma_{3}\right) \qquad (12.2)$$

式中

dV_w——土单元体中水体积的变化；

C_{11}、C_{12}、C_{13}——与土单元体中水体积变化有关的土性参数。

Coleman （ 1962 ）提出的方程假设偏应力的变化也将引起体积变化。

Bishop 和 Blight （ 1963 ）解译了用单值有效应力变量来描述非饱和土变形性状存在的某些困难，结论是应力与两个应力分量〔即（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w）〕的变形路径之间的关系必须分别独立予以考虑。Bishop 和 Blight （ 1963 ）建议将体积变化数据与（$\sigma-u_a$）、（u_a-u_w）这两个应力变量的关系在三维座标系中点绘。1965 年，Burland （ 1965 ）再次强调了非饱和土的体积变化必须分别独立地与应力状态变量（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w）建立关系。

Aitchison （ 1967 ）再一次指出用各自独立的应力变量来描述体积变化的重要性。稍后，于 1969 年，Aitchison 给出了分别按（$\sigma-u_a$）和（u_a-u_w）路径与变形的关系点绘的典型体变曲线。

Matyas 和 Radhakrishna （ 1968 ）提出了非饱和土状态参数的概念。状态参数包括应力变量（例如三轴压缩中的$\sigma_m=（\sigma_1+2\sigma_3）/3-u_a$，（$\sigma_1-\sigma_3$）和（$u_a-u_w$）），以及初始孔隙比和饱和度（$e_0$和$S_0$）。验证试验是用所谓“等同”的试样进行的，这些试样在同含水量和干密度的条件下压实形成。在各向等压压缩实验中，应力参数简化为（σ_3-u_a）和（u_a-u_w）。采用孔隙比和饱和度来表征土的变形状态。

将孔隙比和饱和度与独立的两个状态变量（$\sigma-u_a$）、（u_a-u_w）的关系进行点绘便可得到三维的状态面。状态面实质上就是本构面。Matyas 和 Radhakrishna （ 1968 ）做试验验证了本构面的唯一性。他们用 80 %的燧石粉与 20 %的高岭土混合制成试样，进行各向等压

压缩试验和 K_0 压缩试验，并在试验中对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力进行控制。然后将孔隙比和饱和度与应力变量（$\sigma - u_a$）、（$u_a - u_w$）之间的关系来绘制本构面，并通过采用不同的应力路径来证明其唯一性。

以孔隙比为纵座标的本构面（Matyas 和 Radhakrishna，1968）是一个单屈面。当应力（$u_a - u_w$）降低或应力（$\sigma - u_a$）增加时，土结构的体积总是减小（图 12.1（a））。这个结果证明这种土的结构属亚稳定型，基质吸力（$u_a - u_w$）的逐渐减小可以导致土结构的破坏，而对于具有稳定结构的土来说，基质吸力的降低将引起土的膨胀。除了破坏现象之外，上述结果表明，只要变形路径引起饱和度增加，土结构的本构面就是唯一的（图 12.1（a））。当采用含有浸湿和干燥过程的其它路径时，孔隙比与应力关系的本构面则不完全是唯一的了。试验路径的这个限制看来与浸湿和干燥过程的滞后效应有关。这类路径为土结构的本构面带来了一定的非唯一性（Matyas 和 Radhakrishna，1968）。

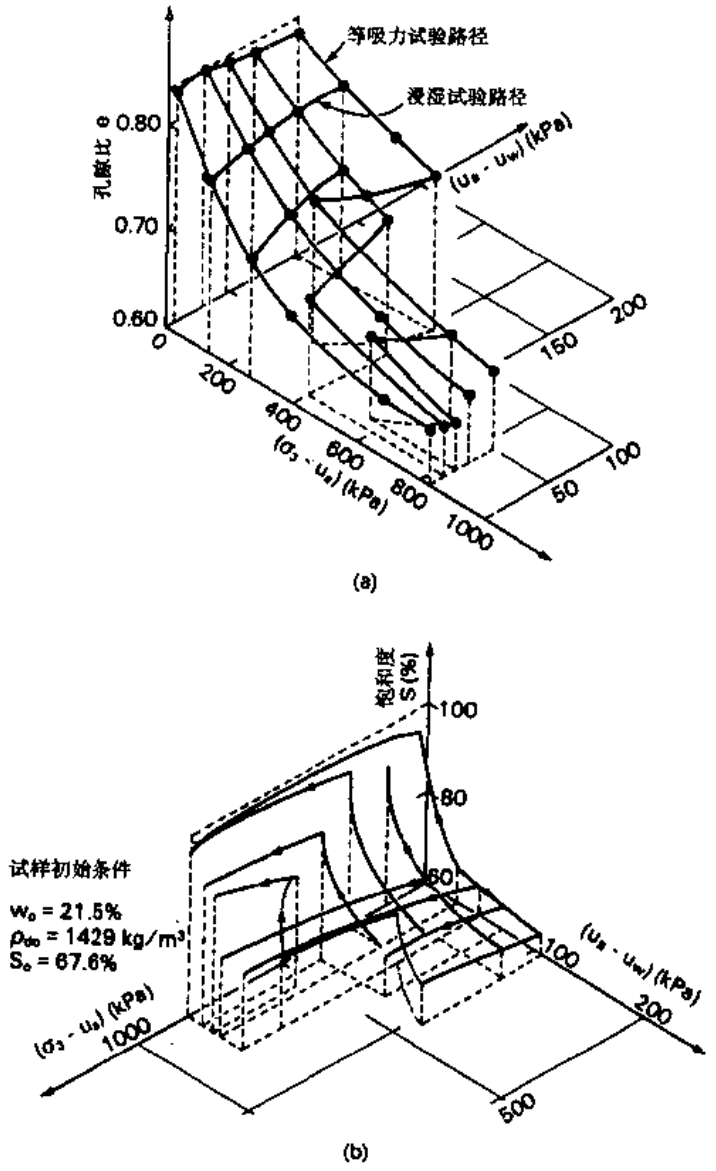


图 12.1　燧石与高岭土混合试样在各向等压加荷条件下孔隙比和饱和度的本构面　（a）孔隙比本构面；（b）饱和度本构面（引自 Matyas 和 Radhakrishna，1968）

用饱和度表示的液相本构面也不是唯一的〔图 12.1 （b）），因为土在趋于饱和之前同样经历过浸湿和干燥过程。

1969 年， Barden 等人研究了非饱和土在 K_0 加荷条件下的体积变化特性。试验是在从低塑性到高塑性的伊利粘土（即 Westwater 和 Derwent 粘土）试样上进行的。在探讨 K_0 加荷条件下不同应力路径的影响时，对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力进行控制。在所有的试验中，净法向应力（$\sigma - u_a$）都在初始条件的基础上增加；在多数试验中，基质吸力（$u_a - u_w$）也是增加的，仅在少数试验中吸力降低。试验结果表明，总的体积变化与应力路径有关，取决于试样是趋于饱和度增加还是饱和度减小。饱和度的增加或减小过程中的滞后现象是造成体积变化受应力路径影响的主要原因。得出的结论是，将应力分量（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）分开进行非饱和土体积变化性状的分析可以得出最佳结果。

此后，几位研究者又相继提出用净法向应力和基质吸力作为应力变量来表述土的体积变化性状（Aitchison和Woodburn， 1969； Brackley， 1971； Aitchison和Martin， 1973）。Fredlund （ 1974 ）以及 Fredlund 和 Morgenstern （ 1977 ）揭示了（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）作为非饱和土应力状态变量的作用。以多相连续介质力学为基础的应力分析表明，可用三个独立的应力变量〔即（$\sigma - u_a$）、（$u_a - u_w$）和（$\sigma - u_w$）〕中的任意两个来描述应力状态。这样，就不难理解为什么（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）能够成功地用于描述非饱和土的体积变化特性。

1977 年， Fredlund 和 Morgentern 对非饱和土提出了半经验的本构关系，用三个独立的应力状态变量中的任意两个进行描述。这些方程在形式上与Biot （ 1941 ）和Coleman （ 1962 ）提出的非常近似，方程中描述体积变化所需的变形状态变量满足多相连续体的连续条件（ Fredlund， 1973， 1974 ）。采用土的结构、气相和液相的本构关系将应力和变形状态变量结合起来。不过，在三个本构关系中仅需两个便可描述体积变化。所以，通常采用土结构的和液相的本构关系来进行体变分析。在工程实用中，与土结构和液相有关的体积变化常常用孔隙比和含水量的变化来表示，而与气相有关的体积变化则从土结构和水体积变化之差值计算出来。

如果在座标系中将变形状态变量与两个独立的应力状态变量的关系画出，便可得到上述本构关系构成的本构面，本构面的唯一性曾在取点的附近进行了试验检验（ Fredlund 和 Morgenstern， 1976 ）。四组试验使用了原状的 Regina 粘土和压实的高岭土。试验分别使用了改装的 Anteus 固结仪和三轴仪，在 K_0 和各向等压加荷条件下进行。在试验过程中，对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力分别独立控制。试验结果表明，只要变形条件是单调的，便存在唯一性。 Matyas 和 Radhakrishna （ 1968 ）以及 Barden 等人（ 1969 ）则在此前已由试验验证了在较大应力增量条件下本构面的唯一性。

上述本构关系可以用弹性形式、压缩变形形式、或者某种土力学的形式来表达（ Fredlund， 1979， 1982， 1985a ）。本构方程的每一种表达形式在岩土工程实践中都有一定的作用。 Alonso 和 Lloret （ 1982 ）对非饱和土在不排水加荷条件下的性状进行了分析研究，提出了两个预测土的总体积变化和饱和度变化的方程。 1985 年， Lloret 和 Alonso （ 1985 ）又提出了若干线性和非线性函数来描述非饱和土在 K_0 和各向等压加荷条件下的本构面。土结构与液相的本构面是用孔隙比和饱和度来表达的。他们利用已经出版发表的试验数据，采用优化技术来确定最佳的拟合函数。

12.2　体积变化和变形的概念

非饱和土的体积变化可以用土的各相之间的变形或相对移动来表达，因此有必要建立与多相连续介质的力学原理相一致的变形状态变量。连续体内，点之间或颗粒之间的相对位置变化是建立变形状态变量的基础，通过积分，这个变量应能表示出连续体的变位。这一概念可以适用于单相体或多相体体系而与其物理性质无关。

为充分描述非饱和土的体积变化。需要有两组变形状态变量。在非饱土的体积变化分析中一般要有与土结构有关的变形状态变量和与液相有关的变形状态变量（ Biot ， 1941 ； Coleman ， 1962 ； Matyas 和 Radhakrishna ， 1968 ）。孔隙比或孔隙率的变化也可以用作代表土结构变形的变形状态变量，而含水量的变化则可用来作为液相的变形状态变量。

按照连续介质动力学原理，相的相对移动或变形可以有若干种表达形式，但其中只有两种适用于非饱和土。在参照关系的描述中，每一质点的位置可表述为其初始位置和时间的函数。换句话说，初始位置和时间便是两个独立变量。选择某一特定的土单元体，并研究其运动。当以它的初始形态作为参照关系时，这种表述通常称为 Lagramgian 表述。当平衡条件满足时，时间变量消失。这种参照系的描述方式一般用于初始的几何、边界和加荷条件业已确定，并与固体弹性有关的问题。

另一种是空间描述，每一质量的位置被表述为当前位置和时间的函数。这种方式不再选择某个单元体，而是选择空间中的某一特定区域。这种空间描述常用于流体力学，通常称为 Eulerian 表述，在稳态流条件下，时间变量消失。在无穷小变形的条件下， Lagramgian 和 Eulerian 表述得出同样的结果。

12.2.1　连续条件

饱和土可看作一个液体-固体多相系，土粒结构空隙充满水。在应力梯度作用下，土骨架变形，而发生体积变化。土骨架的体积变化代表了土体的总体积变化，它必须等于固相（即土颗粒）和液相（即水）的体积变化之和。这个相等的概念称为“连续条件”。这个连续条件实际上是一个体积的限制，以避免多相系变形时在相与相之间出现“空隙”，从而保证了质量守恒，饱和土的体积变化是由于土中的水流入或流出造成的，因为土颗粒基本上不可压缩。

非饱和土可以看作一个混合体。其中两相（土颗粒与收缩膜）在应力梯度作用下达到平衡，另两相（气体和水）在应力梯度作用下产生流动。当一个土单元体在应力梯度作用下发生变形时，土单元体总的体积变化必须等于各相体积变化的总和。假定土颗粒为不可压缩，则非饱和土的连续条件可表达为：

$$\frac{\Delta V_v}{V_0}=\frac{\Delta V_w}{V_0}+\frac{\Delta V_a}{V_0}+\frac{\Delta V_c}{V_0} \tag{12.3}$$

式中

V_0——非饱和土单元体的初始总体积；

V_v——土中孔隙体积；

V_w——水的体积；

V_a——气体体积；

V_c——收缩膜的体积。

假定收缩膜的体积变化发生在单元体内部，则连续条件可以简化为：

$$\frac{\Delta V_v}{V_0}=\frac{\Delta V_w}{V_0}+\frac{\Delta V_a}{V_0} \tag{12.4}$$

上述连续条件表明，与三个变量中任意两个相关的体积变化必须实测，而第三个体积变化则可由计算得出。实践中，总体积变化和水的体积变化通常是实测的，而气体的体积变化是计算的。这样，就可定出与满足连续条件相适宜的变形状态变量了。

12.2.2 总体积变化

土的总体积变化是指土结构的体积变化。把非饱和土描述为二维参照系单元体；如图 12.2 所示。此单元体是以土颗粒的固定质量作为参照的。在 x、y、z 方向上，单元体具有三维无穷小量 dx、dy 和 dz。图 12.2 中只示出 x 和 y 两个方向。

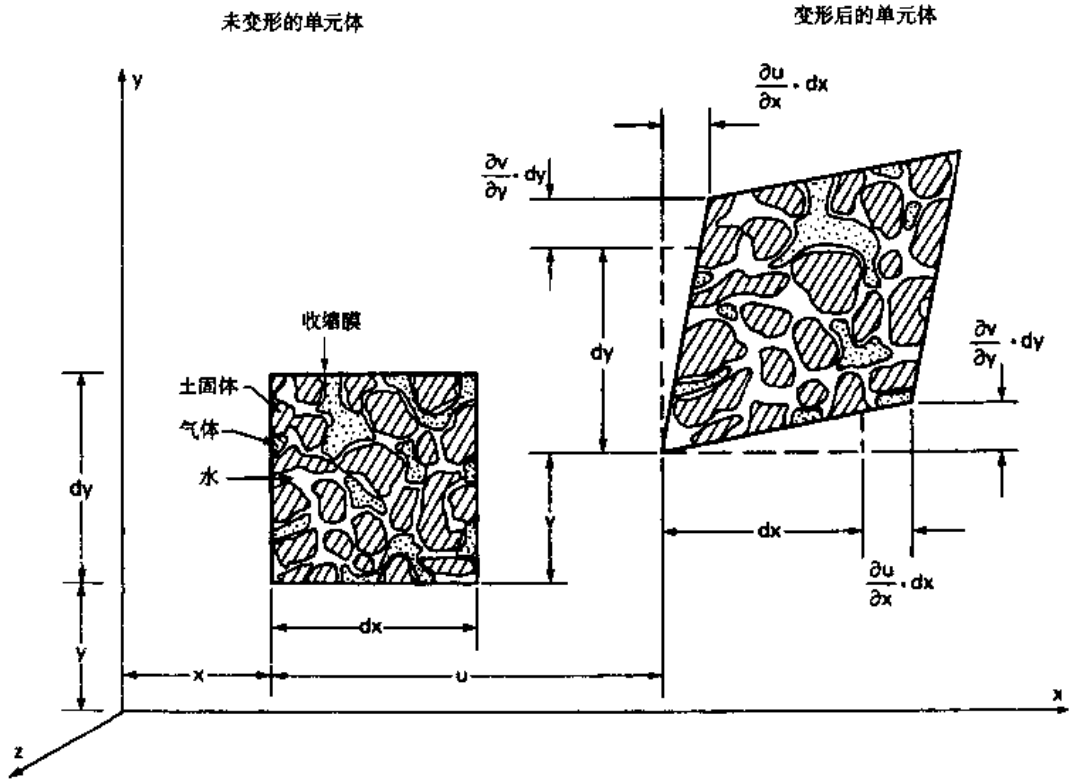


图 12.2 非饱和土二维单元体的位移和变形

假设土单元体初始座标 x、y 和 z 位移分别为 u、v 和 w，则单元体的终止座标是（$x+u$，$y+v$、$z+w$）。还假设单元体在施加的应力梯度下发生变形。变形包括长度的变化和单元体各边之间的相对转动，如图 12.2 所示。在 x、y 和 z 方向上的长度变化可分别表示为$(\partial u/\partial x)dx$，$(\partial v/\partial y)dy$ 和$(\partial w/\partial z)dz$，将每单元长度的长度变化定义为法向应变$\varepsilon$，则在 x、y 和 z 方向上的法向应变可分别表达为：

$$\varepsilon_x=\frac{\partial u}{\partial x} \tag{12.5}$$

$$\varepsilon_y=\frac{\partial v}{\partial y} \tag{12.6}$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \tag{12.7}$$

式中

ε_x——x方向上的法向应变；

ε_y——y方向上的法向应变；

ε_z——z方向上的法向应变。

将长度增加的法向应变定义为正，长度减小的法向应变定义为负。单元体的畸变变形用剪应变表示，它与两个相互正交的方向有关。剪应变γ定义为两轴之间初始直角的变化（Chou和Pagano，1967），角度用孤度表示。当两轴正向之间所夹直角减小时，剪应变定义为正。如此，三维单元体的剪应变分量可写成：

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \tag{12.8}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \tag{12.9}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \tag{12.10}$$

式中

γ_{xy}——z平面的剪应变（并有$\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$）；

γ_{yz}——x平面的剪应变（并有$\gamma_{yz} = \gamma_{zy}$）；

γ_{zx}——y平面的剪应变（并有$\gamma_{zx} = \gamma_{xz}$）。

土结构的法向应变与剪应变可以写成变形张量

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x & \frac{1}{2}\gamma_{xy} & \frac{1}{2}\gamma_{xz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{yx} & \varepsilon_y & \frac{1}{2}\gamma_{yz} \\ \frac{1}{2}\gamma_{zx} & \frac{1}{2}\gamma_{zy} & \varepsilon_z \end{bmatrix} \tag{12.11}$$

法向应变各分量之和称为体积应变：

$$\varepsilon_v = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \tag{12.12}$$

式中

ε_v——体积应变。

体积应变等于单元体的孔隙体积在变形前和变形后之差ΔV_v与单元初始体积V_0之比：

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V_v}{V_0} \tag{12.13}$$

体积应变ε_v可以作为土结构的变形状态变量，它确定了因变形而造成的土结构体积变化。

12.2.3　水和空气体积变化

图12.2所示的非饱和土单元体可以用来说明流体（即气相与液相）的净体积变化。为此目的，可将此单元体视为描述液相和气相的空间单元。流体的体积变化定义为单元变形后与变形前流体体积的差别（图12.2）。土单元体中每单位初始体积的流体变化便可作为流体的

变形状态变量。对于液相，该变形变量可以写作（$\Delta V_w / \Delta V_0$），对于气相，则可写作（$\Delta V_a / \Delta V_0$）。

12.3 本构关系

将选定的变形状态变量与相应的应力状态变量联系起来，便可建立非饱和土的本构关系。应力状态变量已在第 3 章讨论过。变形状态变量必须满足连续条件。由于变形和应力状态变量的连接结果而掺入体积变形系数。在以下各节中将讨论若干种形式的本构关系。这类本构关系可以用来预测由于应力状态变化而引起的体积改变。

12.3.1 弹性形式

有两种方法可以用来建立应力与变形的关系，即“数学方法”与“半经验方法”。在数学方法中，每一变形状态变量张量的分量都被表示为应力状态变量的线性组合。反之亦然。这就是说，应力与变形状态变量的关系是由一个线性方程组表示的。使用这种方法要有大量土的特性的确定工作。

在半经验方法中要用到若干假定，这些假定是建立在很多土类的性状观测及试验验证基础上的（Chou 和 Pagano，1967）。这些假定是：1）正应力不产生剪应变；2）剪应力不产生正应变；3）一个剪应力分量 τ 仅产生一个剪应变分量 γ。此外，还假定在小应变情况下，可以用叠加原理。

半经验方法在传统土力学中较为常用，这里也用它来建立非饱和土的本构关系。本构方程必须通过试验验证，以保证其唯一性。对于具有正的值、确定的应变能函数的弹性固体，唯一性原理指出，它的弹性变形与应力之间存在一对一的关系（Fung，1965）。

在饱和土力学中，根据广义的 Hook 定律，使用有效应力变量（$\sigma - u_w$），可以写出土结构的本构关系。对于各向同性和线弹性的土结构，其 x、y 和 z 方向上的本构关系具有如下形式。

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - u_w)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_y + \sigma_z - 2u_w) \tag{12.14}$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - u_w)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_z - 2u_w) \tag{12.15}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - u_w)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_y - 2u_w) \tag{12.16}$$

式中

σ_x——x 方向上的总法向应力；

σ_y——y 方向上的总法向应力；

σ_z——z 方向上的总法向应力；

E——土结构的弹性或杨氏模量；

μ——泊松比。

法向应变ε_x、ε_y和ε_z之和构成体积应变ε_v〔式（12.12）〕。对于饱和土来说，由于土颗粒具有不可压缩性，土的总体积变化等于水的体积变化。

使用适当的应力状态变量，非饱和土的本构关系，可由饱和土的本构方程引伸得到

（Fredlund 和 Morgenstern，1976；Fredlund，1979）。假定土是各向同性的，线弹性的材料，那么可提出由应力状态变量（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）表示的如下本构关系。公式在形式上与 Biot 1941 年提出的公式十分类似。土结构在 x、y 和 z 方向上与法向应变有关的本构关系如下：

$$\varepsilon_x = \frac{(\sigma_x - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H} \tag{12.17}$$

$$\varepsilon_y = \frac{(\sigma_y - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H} \tag{12.18}$$

$$\varepsilon_z = \frac{(\sigma_z - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{(u_a - u_w)}{H} \tag{12.19}$$

式中

H——与基质吸力（$u_a - u_w$）变化有关的土结构弹性模量。

与剪切变形有关的本构方程是：

$$\gamma_{xy} = \frac{\tau_{xy}}{G} \tag{12.20}$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\tau_{yz}}{G} \tag{12.21}$$

$$\gamma_{zx} = \frac{\tau_{zx}}{G} \tag{12.22}$$

式中

τ_{xy}——x 平面、y 方向的剪应力（$\tau_{xy} = \tau_{yx}$）；

τ_{yz}——y 平面、z 方向的剪应力（$\tau_{yz} = \tau_{zy}$）；

τ_{zx}——z 平面、x 方向的剪应力（$\tau_{zx} = \tau_{xz}$）；

G——剪切模量。

在上列方程中，E 是与净法向应力（$\sigma - u_a$）变化有关的弹性模量。上述本构方程也可用于应力-应变曲线为非线性的情况。图 12.3 表示一条典型的应力-应变曲线。使用小的应力和应变增量的增量方法可以将线弹性方程用于非线性的应力-应变曲线。假定非线性的应力-应变曲线在每一个应力和应变增量中具有线性性质。从图 12.3 中可以看出，弹性模量 E 和 H 具有负号，且对于不同的增量段，其数值大小也会改变。与法向应变有关的土结构本构关系可写成增量形式：

$$d\varepsilon_x = \frac{d(\sigma_x - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_y + \sigma_z - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \tag{12.23}$$

$$d\varepsilon_y = \frac{d(\sigma_y - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \tag{12.24}$$

$$d\varepsilon_z = \frac{d(\sigma_z - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \tag{12.25}$$

方程式（12.23）、（12.24）和（12.25）为土结构的一般弹性本构关系。方程式的左端表示变形状态变量的变化，右端则包含了应力状态变量的变化。土在每一增量段的体积应变变化 $d\varepsilon_v$ 可由 x、y 和 z 方向上的法向应变求和得出：

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z \tag{12.26}$$

式中

$d\varepsilon_v$——每增量段的体积应变的变化。

将方程（12.23）、（12.24）和（12.25）代入方程（12.26）得到：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right) d\left(\frac{\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z}{3}-u_a\right)+\frac{3}{H}\, d\left(u_a-u_w\right) \qquad (12.27)$$

方程（12.27）可简化成如下形式：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right) d\left(\sigma_{mean}-u_a\right)+\frac{3}{H}\, d\left(u_a-u_w\right) \qquad (12.28)$$

式中

σ_{mean}——平均总法向应力（即（$\sigma_x+\sigma_y+\sigma_z$）/ 3）。

体积应变的变化$d\varepsilon_v$，等于土单元体的体积变化除以单元的初始体积：

$$d\varepsilon_v = \frac{dV_v}{V_0} \qquad (12.29)$$

所谓初始体积 V_0，是指土单元体在体积变形过程开始时的体积。因此，对于所有的增量段来说，V_0都保持常数。在每一增量段的末尾，体积应变的变化$d\varepsilon_v$，都可由式（12.28）计算出来，而土单元体的体积变化dV_v，则可由式（12.29）得到。将每一增量段体积应变的变化求和，便可给出土的最终体积应变：

$$\varepsilon_v = \sum d\varepsilon_v \qquad (12.30)$$

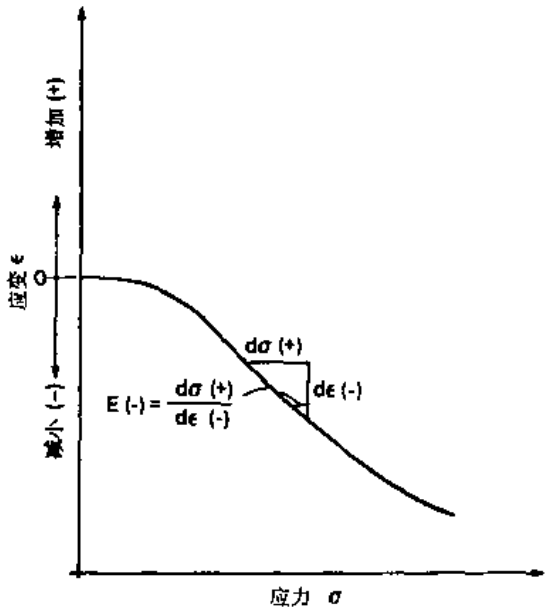


图 12.3 非线性的应力-应变曲线

液相的本构关系

仅仅有土结构的本构关系尚不能全面描述非饱和土的体积变化。必须建立气相或液相的本构关系。看来以液相为对象而建立第二个本构关系较为适宜。液相的本构关系描述土结构的参照单元在不同应力条件下水的体积变化。假定水本身为不可压缩，则由方程计算水从单元体净流入或流出的量。在应力状态变量线性叠加的基础上，液相的本构关系可以由半经验公式得到。用增量形式表达的本构方程可以写为：

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{3}{E_w} d\left(\sigma_{mean}-u_a\right)+\frac{d\left(u_a-u_w\right)}{H_w} \qquad (12.31)$$

式中

E_w——与（$\sigma-u_a$）变化有关的水的体积模量；

H_w——与（u_a-u_w）变化有关的水体积模量。

对每一增量段的水体积变化求和，可得水的最终体积变化：

$$\frac{\Delta V_w}{V_0} = \frac{\sum dV_w}{V_0} \qquad (12.32)$$

空气体积变化

单元中空气的体积变化可由土结构与液相体积变化之差算出。使用体积应变的变化 $d\varepsilon_v$ 连续条件（即式（12.4））也可用增量形式写出：

$$d\varepsilon_v = \frac{dV_w}{V_0} + \frac{dV_a}{V_0} \tag{12.33}$$

非饱和土的各本构关系可以用本构面的形式示出（图 12.4）。变形状态变量与应力状态变量（$\sigma_{mean} - u_a$）、（$u_a - u_w$）绘于同一座标系中。本构方程中的系数，便是本构面在某一点的坡度，这些坡度是对两个座标轴而言的。例如，在土结构的本构面上某一点，对（$\sigma_{mean} - u_a$）和（$u_a - u_w$）两轴的坡度分别等于（3（1 − 2 μ）/ E）和（3 / H）（式（12.28）和图 12.4（a））。在本构面上的系数可称为“体积变形系数”，对于一个弯曲的本构面而言，从一个应力状态到另一个应力状态，这些系数都随之变化，类似地，在液相本构面上的某一点，对于（$\sigma_{mean} - u_a$）和（$u_a - u_w$）两轴的坡度分别为（3 / E_w）和（1 / H_w）（式（12..31）和图 12.4（b））。

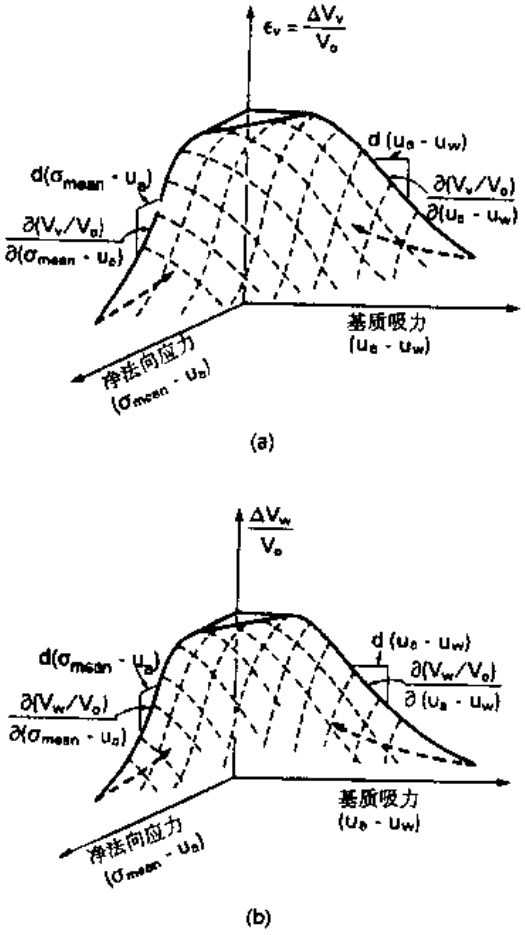


图 12.4　非饱和土的三维本构面。（a）土结构的本构面；（b）液相的本构面

上述本构关系可以写成 x、y 和 z 三个方向的三维加荷的一般形式，其公式也可应用于图 12.5 所示的各种特定加荷条件。各种加荷条件下的本构方程可由一般形式导出，在以下各节中给出它们的增量形式。

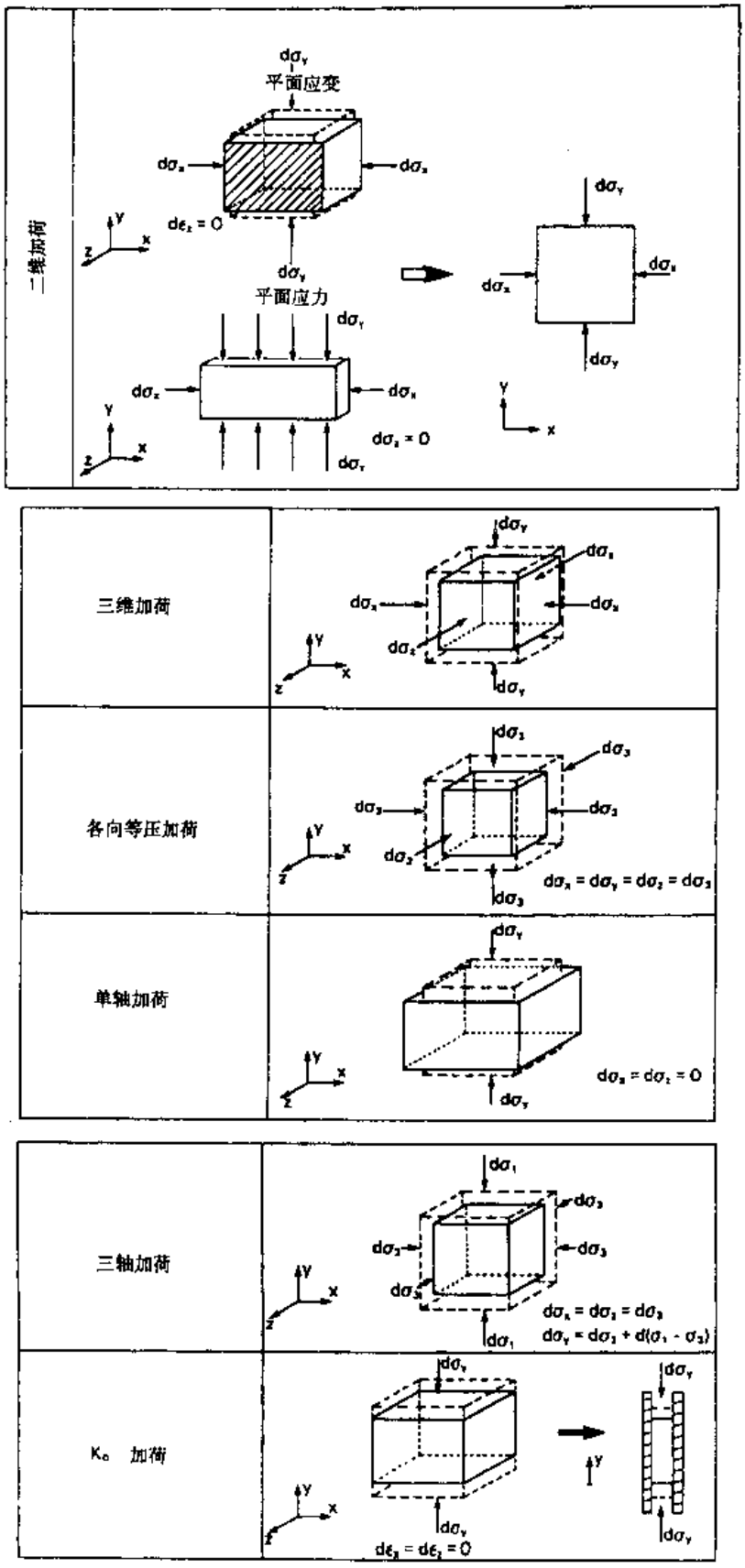


图 12.5 各种加荷条件及其相应的变形

各向等压加荷

对于各向等压加荷条件来说，三个方向的总应力增量是相等的（即 $d\sigma_x = d\sigma_y = d\sigma_z = d\sigma_3$）。土中不存在剪应力。将上述条件代入式（12.28），可给出土结构在等向加荷条件下的本构方程：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right) d\left(\sigma_3 - u_a\right) + \frac{3}{H} d\left(u_a - u_w\right) \qquad (12.34)$$

式中

σ_3——各向等压总应力。

上式中，第一项系数的倒数（即 E /（3（1－2 μ））通常称为“体积模量”（Lambe 和 Whitman，1979）。

液相的本构方程可由式（12.31）导出：

$$\frac{dV_w}{V_c} = \frac{3}{E_w} d\left(\sigma_3 - u_a\right) + \frac{d\left(u_a - u_w\right)}{H_w} \qquad (12.35)$$

只要土是各向等压（图12.5），当处处压力相同时，土在各个方向上将发生相同的变形（即各向均等压缩）。

单轴加荷

单轴加荷条件是指总应力增量在一个方向施加于土上（如竖直向），如图12.5所示。单轴加荷条件假定在 x、y 和 z 平面不产生剪应力。当 y 方向作用一应力增量 $d\sigma_y$ 时，其它方向上的总应力变化为零（即 $d\sigma_x = d\sigma_y = 0$）。此时土在 y 方向压缩，而在 x 和 z 方向膨胀。将这些应力条件代入式（12.28），可给出土结构在单轴加荷条件下的本构方程：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right) d\left(\frac{1}{3}\sigma_y - u_a\right) + \frac{3}{H} d\left(u_a - u_w\right) \qquad (12.36)$$

单轴加荷条件下液相的本构方式由式（12.31）得到：

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{3}{E_w} d\left(\frac{1}{3}\sigma_y - u_a\right) + \frac{d\left(u_a - u_w\right)}{H_w} \qquad (12.37)$$

三轴加荷

图12.5所示的三轴加荷条件，可以看作是各向等压加荷和单轴加荷的叠加。各向等压加荷是各向等值施加围压变化 $d\sigma_3$，而单轴加荷是在竖直或 y 方向施加偏应力 $d(\sigma_1 - \sigma_3)$。如将 x、y 和 z 平面假定为主平面，则将上述应力条件（即 $d\sigma_x = d\sigma_z = d\sigma_3$，$d\sigma_y = d\sigma_3 + d(\sigma_1 - \sigma_3)$）代入式（12.28）即可得出土结构在三轴加荷条件下的本构方程：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right) d\left\{\frac{\sigma_3 + (\sigma_3 + \sigma_1 - \sigma_3) + \sigma_3}{3} - u_a\right\} + \frac{3}{H} d\left(u_a - u_w\right) \qquad (12.38)$$

将式（12.38）整理后得到：

$$d\varepsilon_v = 3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)\left[d\left(\sigma_3 - u_a\right) + d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)\right\}\right] + \frac{3}{H} d\left(u_a - u_w\right) \qquad (12.39)$$

将三轴应力条件代入式（12.31），则液相的本构关系可写成：

$$\frac{dV_w}{V_0}=\frac{3}{E_w}\left[d(\sigma_3-u_a)+d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1-\sigma_3)\right\}\right]+\frac{d(u_a-u_w)}{H_w} \qquad (12.40)$$

在三轴加荷条件下，式（12.39）和（12.40）中的 du_a 和 $d(u_a-u_w)$ 可分别称为孔隙气压力和基质吸力的增量。在室内三轴试验中，常常是先施加各向等压加荷，然后再进行单轴压缩。因此，将这两个加荷条件下的孔隙气压力和基质吸力增量分开可能是有用的。这个意图的实现可由式（12.34）（各向等压加荷）与式（12.36）（单轴加荷）叠加得到。叠加后形成土结构在三轴加荷条件下的本构关系：

$$d\varepsilon_v=3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)\left[d(\sigma_3-u_{ai})+d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1-\sigma_3)-u_{au}\right\}\right]+\frac{3}{H}\left\{d(u_a-u_w)_i+d(u_a-u_w)_u\right\} \qquad (12.41)$$

式中

du_{ai}——各向等压加荷条件下的孔隙气压力增量；

du_{au}——单轴加荷条件下的孔隙气压力增量；

du_{wi}——各向等压加荷条件下的孔隙水压力增量；

du_{wu}——单轴加荷条件下的孔隙水压力增量。

式（12.41）可用来计算三轴加荷条件下的体积应变增量。在各向等压压缩阶段，仅用到第一项和第三项，其它项为零；而在单轴压缩阶段，仅用第二项和第四项来计算体积应变增量，其它项为零。这样，将各向等压压缩和单轴压缩阶段的体积应变增量相加，可得到三轴加荷条件下总的体积应变。这里，应该注意到，如果将（$du_a=du_{ai}+du_{au}$）和（$du_w=du_{wi}+du_{wu}$）代入式（12.41）。该式将回复到式（12.39）的形式。

类似地，将式（12.35）（即各向等压加荷条件）与式（12.37）（即单轴加荷条件）叠加，可得到液相的本构关系：

$$\frac{dV_w}{V_0}=\frac{3}{E_w}\left[d(\sigma_3-u_a)+d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1-\sigma_3)-u_m\right\}\right]+\frac{d(u_a-u_w)_i}{H_w}+\frac{d(u_a-u_w)_o}{H_w} \qquad (12.42)$$

在式（12.42）中，第一、三项用于各向等压加荷条件，而二、四项则用于单轴压缩。将各向等压和单轴压缩阶段的液相（水的）体积变化相加，便可得到三轴加荷条件下液相的总的体积变化。将（$du_a=du_{ai}+du_{au}$）和（$du_w=du_{wi}+du_{wu}$）代入（12.42）式，便可得到式（12.40）。

K_0加荷

所谓 K_0 加荷条件系指，当一个总应力增量 $d\sigma_y$ 施加于垂直方向时，不允许土发生水平方向变形（即 $d\varepsilon_x=d\varepsilon_y=0$）。这种加荷条件出现于一维固结中。一维固结仅允许竖直方向发生变形（即 $d\varepsilon_y$），施加的总应力增量 $d\sigma_y$ 是在竖直方向上的，K_0 加荷条件下的应变条件可从式（12.23）和（12.25）求得。将式（12.23）乘以泊松比 μ，再将结果与式（12.25）相加可得：

$$\left(\frac{1-\mu^2}{E}\right)d(\sigma_x-u_a)=\frac{\mu}{E}(1+\mu)\,d(\sigma_y-u_a)-\left(\frac{1+\mu}{H}\right)d(u_a-u_w) \qquad (12.43)$$

（12.43）经整理可写成：

$$d(\sigma_z - u_a) = \left(\frac{\mu}{1-\mu}\right) d(\sigma_y - u_a) - \frac{E}{(1-\mu)H} d(u_a - u_w) \qquad (12.44)$$

同样，将式（12.25）乘以泊松比 μ 后再与（12.23）式相加得到：

$$d(\sigma_x - u_a) = \left(\frac{\mu}{1-\mu}\right) d(\sigma_y - u_a) - \frac{E}{(1-\mu)H} d(u_a - u_w) \qquad (12.45)$$

将式（12.44）和（12.45）代入（12.24），给出：

$$d\varepsilon_y = \frac{(1-\mu-2\mu^2)}{E(1-\mu)} d(\sigma_y - u_a) + \frac{(1-\mu+2\mu)}{E(1-\mu)} d(u_a - u_w) \qquad (12.46)$$

在 K_0 加荷条件下，体积应变 $d\varepsilon_v$ 即等于垂直方向应变 $d\varepsilon_y$。因此，土结构的方程（12.46）可改写为：

$$d\varepsilon_v = \frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E(1-\mu)} d(\sigma_y - u_a) + \frac{(1+\mu)}{E(1-\mu)} d(u_a - u_w) \qquad (12.47)$$

式中首项系数的倒数（即 $E(1-\mu)/\{(1+\mu)(1-2\mu)\}$）称为“侧限模量”（Lambe和Whitman，1979）。

以同样的方式（即将式（12.44）与（12.45）代入（12.31））可得到液相的本构关系：

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{(1+\mu)}{E_w(1-\mu)} d(\sigma_y - u_a) + \left\{\frac{1}{H_w} - \frac{2(E/H)}{E_w(1-\mu)}\right\} d(u_a - u_w) \qquad (12.48)$$

平面应变加荷

利用平面应变或平面应力加荷的概念，可将很多岩土工程问题简化为二维形式（图12.5），如果一个土工结构的某一方向（如 z 方向）显著地长于其它两个方向（如 x 和 y 方向），而加荷又仅在 x 和 y 平面内，则此结构就可用平面应变问题来模拟。边坡稳定、挡土墙和条形基础等问题常常假定为平面应变加荷条件来进行分析。在平面应变条件下，土在 z 方向的变形可忽略不计（即 $d\varepsilon_z = 0$）。在式（12.25）中，令 z 方向的应变为零，则得：

$$d(\sigma_z - u_a) = \mu d(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) - (E/H) d(u_a - u_w) \qquad (12.49)$$

将式（12.49）代入（12.27），便可得到平面应变加荷条件下的体积应变：

$$d\varepsilon_v = \frac{2(1+\mu)(1-2\mu)}{E} d(\sigma_{ave} - u_a) + 2\left(\frac{1+\mu}{H}\right) d(u_a - u_w) \qquad (12.50)$$

式中

σ_{ave}——二维加荷条件下的平均法向总应力（即（$\sigma_x + \sigma_y$）/ 2）。

式（12.50）可用作平面应变加荷条件下土结构的本构关系。

用式（12.49）代替式（12.31）式中的 $d(\sigma_z - u_a)$ 项，可得到液相的本构方程：

$$\frac{dV_w}{V_0} = 2\left(\frac{1+\mu}{E_w}\right) d(\sigma_{ave} - u_a) + \left\{\frac{1}{H_w} - \frac{(E/H)}{E_w}\right\} d(u_a - u_w) \qquad (12.51)$$

平面应力加荷

所谓平面应力条件是认为在 z 方向的总应力变化可以忽略不计（即 $d\sigma_z = 0$；图12.5）。

令式（12.28）中的$d\sigma_z$为零，便可得到平面应力加荷条件下土结构的本构关系：

$$d\varepsilon_v = 2\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)d\left(\sigma_{ave} - \frac{3}{2}u_a\right) + \frac{3}{H}d(u_a - u_w) \tag{12.52}$$

设式（12.31）中的$d\sigma_z$项为零，则得平面应力加荷条件下液相的本构方程：

$$\frac{dV_w}{V_0} = \frac{2}{E_w}d\left(\sigma_{ave} - \frac{3}{2}u_a\right) + \frac{d(u_a - u_w)}{H_w} \tag{12.53}$$

12.3.2 压缩性形式

在以上各节中，系采用线弹性形式写出非饱和土的本构关系。这些本构方程也可以写成在土力学中更为常见的压缩性形式。对于饱和土来说，土结构的压缩性形式的本构方程写作：

$$d\varepsilon_v = m_v d(\sigma - u_w) \tag{12.54}$$

式中

m_v——体积变化系数。

对于非饱和土而言，一般的，即三维加荷条件下的压缩性形式的土结构本构方程为：

$$d\varepsilon_v = m_1^s d(\sigma_{mean} - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \tag{12.55}$$

式中

m_1^s——与净正应力有关的体积变化系数（即3（1－2 μ）/ E；式（12.28））；

m_2^s——与基质吸力有关的体积变化系数（即3 / H；式（12.28））。

式（12.55）中的体积变化系数m_1^s和m_2^s可以称作“压缩系数”，因为它们从本质上说是体积应变与应力变量的变化量之比。

体积变化系数m_1^s和m_2^s具负号，是由于典型土的模量E和H为负值的缘故（图12.3）。系数m_1^s和m_2^s为非线性变化，然而对于应力或应变的小增量段而言，则可视为常数。

非饱和土在三维加荷条件下，压缩性形式液相的本构方程可写成：

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_1^w d(\sigma_{mean} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \tag{12.56}$$

式中

m_1^w——与净正应力有关的液相（水的）体积变化系数（即3 / E_s；式（12.31））；

m_2^w——与基质吸力有关的液相（水的）体积变化系数（即1 / H_s；式（12.31））。

对于各种特定的加荷条件，也可得到压缩性形式的类似本构方程。表12.2给出了前面各节所述加荷条件下的系数m_1^s、m_2^s、m_1^w和m_2^w。这些系数可以看作土体积变形系数的另一种形式。

12.3.3 体积-质量形式（用土力学术语）

土的体积-质量特性也可用来表示非饱和土的本构方程。通常用孔隙比的变化作为饱和土的变形状态变量，并由此得出下列的本构方程：

$$de = a_v d(\sigma - u_w) \tag{12.57}$$

式中

a_v——压缩系数。

对于非饱和土来说，孔隙比和重力水的含量可分别用作土结构和液相的变形状态变量。用土力学术语的表达方式，在一般条件下，即三维加荷条件下，非饱和土的孔隙比变化 de 可写成：

$$de = a_t d\left(\sigma_{\text{mean}} - u_a\right) + a_m d\left(u_a - u_w\right) \tag{12.58}$$

式中

a_t——与净法向应力变化 $d\left(\sigma_{\text{mean}} - u_a\right)$ 有关的压缩系数；

a_m——与基质吸力变化 $d(u_a - u_w)$ 有关的压缩系数。

不同加荷条件下的体积变化系数　　表 12.2

加荷条件	变形状态变量	m_1^t m_1^w	第一应力状态变量 $d(\sigma - u_a)$	m_2^t m_2^w	第二应力状态变量 $d(u_a - u_w)$
三维（一般形式）	$d\varepsilon_v$	$3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)$	$d(\sigma_{\text{mean}} - u_a)$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{3}{E_w}$	$d(\sigma_{\text{mean}} - u_a)$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)$
各向等压	$d\varepsilon_v$	$3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)$	$d(\sigma_3 - u_a)$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{3}{E_w}$	$d(\sigma_3 - u_a)$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)$
单轴	$d\varepsilon_v$	$3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)$	$d\left(\frac{1}{3}\sigma_y - u_a\right)$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{3}{E_w}$	$d\left(\frac{1}{3}\sigma_y - u_a\right)$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)$
三轴（一般情况）	$d\varepsilon_v$	$3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)$	$d(\sigma_3 - u_a) + d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)\right\}$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{3}{E_w}$	$d(\sigma_3 - u_a) + d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)\right\}$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)$
三轴（各向等压和单轴压缩分量）	$d\varepsilon_v$	$3\left(\frac{1-2\mu}{E}\right)$	$d(\sigma_3 - u_{a1}) + d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) - u_{au}\right\}$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)_i + d(u_a - u_w)_u$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{3}{E_w}$	$d(\sigma - u_{a1}) + d\left\{\frac{1}{3}(\sigma_1 - \sigma_3) - u_{au}\right\}$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)_i + d(u_a - u_w)_u$
K_0 加荷（一维）	$d\varepsilon_v$	$\frac{(1+\mu)(1-2\mu)}{E(1-\mu)}$	$d(\sigma_y - u_a)$	$\frac{(1+\mu)}{H(1-\mu)}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{(1+\mu)}{E_w(1-\mu)}$	$d(\sigma_y - u_a)$	$\frac{1}{H_w} - \frac{2(E/H)}{E_w(1-\mu)}$	$d(u_a - u_w)$
平面应变（二维）	$d\varepsilon_v$	$\frac{2(1+\mu)(1-2\mu)}{E}$	$d(\sigma_{\text{ave}} - u_a)$	$2\frac{(1+\mu)}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$2\frac{(1+\mu)}{E_w}$	$d(\sigma_{\text{ave}} - u_a)$	$\frac{1}{H_w} - \frac{(E/H)}{E_w}$	$d(u_a - u_w)$
平面应力（二维）	$d\varepsilon_v$	$2\frac{(1-2\mu)}{E}$	$d\left(\sigma_{\text{ave}} - \frac{1}{2}u_a\right)$	$\frac{3}{H}$	$d(u_a - u_w)$
	$\frac{dV_w}{V_0}$	$\frac{2}{E_w}$	$d\left(\sigma_{\text{ave}} - \frac{1}{2}u_a\right)$	$\frac{1}{H_w}$	$d(u_a - u_w)$

注：$\sigma_{\text{mean}} = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$；$\sigma_{\text{ave}} = (\sigma_x + \sigma_y)/2$.

式（12.58）即为用土力学术语表达方式写出的土结构的本构关系。

液相的本构方程可用含水量的变化来表达。对于三维加荷条件，液相的本构关系具有如下的形式：

$$dw = b_t d(\sigma_{mean} - u_a) + b_m d(u_a - u_w) \qquad (12.59)$$

式中

b_t——与净法向应力变化 $d(\sigma_{mean} - u_a)$ 有关的含水量变化系数；

b_m——与基质吸力变化 $d(u_a - u_w)$ 有关的含水量变化系数。

上述本构方程可以看作在三维座标系中的本构面，座标系中的每一横座标代表一个应力状态变量，纵座标表示土的体积-质量特性〔图 12.6（a）〕。系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 便为另一种形式的体积变化系数。这种图形也可简化为二维图形，简化后的二维图形可示出各体积变化系数之间的关系〔图 12.6（b）〕。在本章的后面将解释这些系数之间的关系。对于卸荷条件，同样也可用公式表示类似的本构关系。

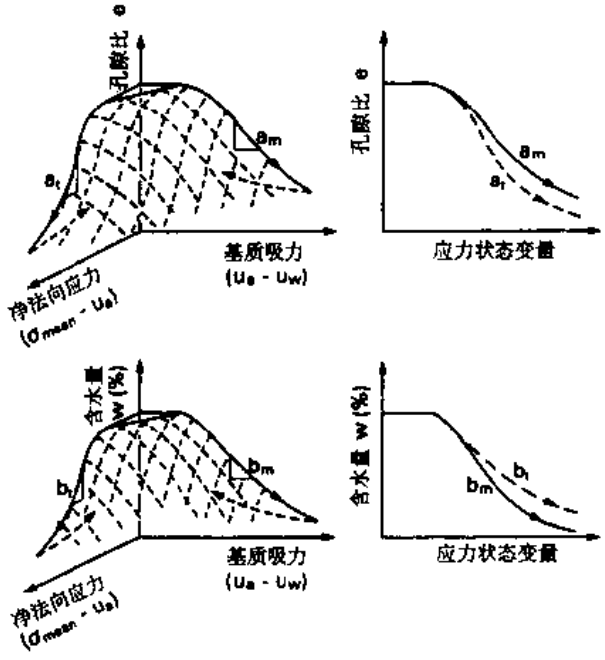


图 12.6 用土力学术语表达的非饱和土本构面
（a）三维孔隙比与含水量的本构面；（b）用体积变形模量表示的二维的比较

12.3.4 用（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）建立本构关系

应力状态变量（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）曾经用来表示非饱和土的本构方程。也可用其他应力状态变量，如（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）的组合。如果用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量，则式（12.58）可写成：

$$de = a_{t2} d(\sigma_{mean} - u_w) + a_{m2} d(u_a - u_w) \qquad (12.60)$$

式中

a_{t2}——当用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量时，与（$\sigma_{mean} - u_w$）有关的压缩系数；

a_{m2}——当用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量时，与基质吸力有关的压缩系数。以（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量，液相的本构方程可写成：

$$dw = b_{t2} d(\sigma_{mean} - u_w) + b_{m2} d(u_a - u_w) \qquad (12.61)$$

式中

b_{t2}——当用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量时，与 $(\sigma_{mean} - u_w)$ 有关的含水量变化系数；

b_{m2}——当用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）作为应力状态变量时，与基质吸力有关的含水量变化系数。

同样，应力状态变量（$\sigma - u_a$）和（$\sigma - u_w$）也可用来建立本构关系。

12.4　本构面唯一性的实验验证

非饱和土的两个本构面（即土结构和液相）需要实验数据来验证它们的唯一性。所谓“唯一性”是指变形和应力状态变量之间存在着唯一的关系。图 12.7 说明了本构面“唯一性”这个术语的函义：考虑三个同样的土试样，处于同样的初始状态点，然后，三个土试样的应力状态变量沿三个不同的路径变化，并使三个试样的最终应力状态变量相同。如本构面是唯一的，则应力状态变量的最终组合应该给出一致的变形状态。换句话说，三个试样的最终体积应该相等，而与路径无关。

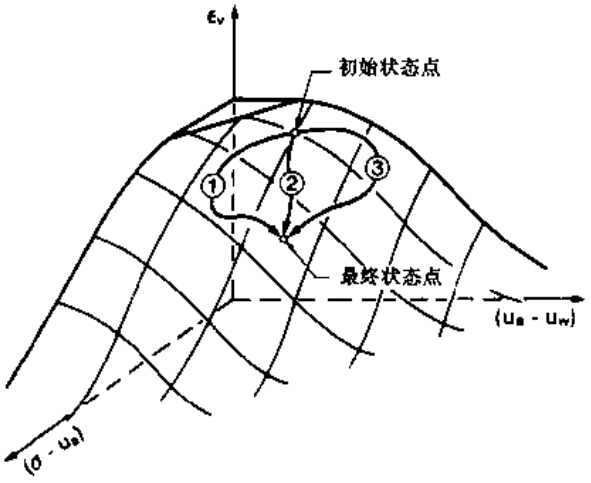
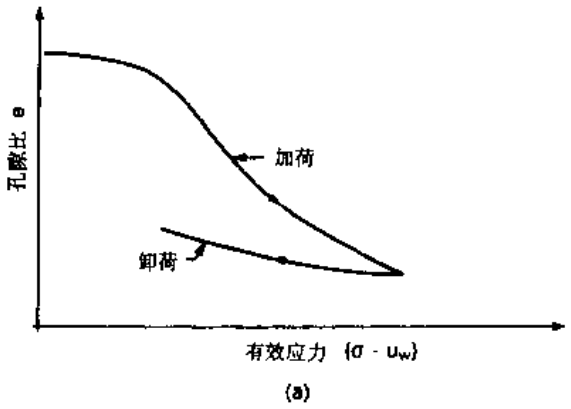


图 12.7　非饱和土本构面的唯一性实验

在加荷和卸荷条件下，本构关系的完全唯一性实际上是不可能的。滞后是造成非唯一性的主要原因。滞后是出现在呈固体反应的相中，例如出现在非饱和土的土结构和收缩膜中。非饱和土的土结构在加荷与卸荷过程中的滞后反映为土的加荷与卸荷曲线的不一致〔图 12.8（a）〕。这两条曲线的斜率有显著的差别。



收缩膜的滞后可从诸如白垩这样的不可压缩材料的干燥和浸湿曲线中明显地看出〔图 12.8（b）〕。对于非饱和土凭直觉可以感到，在其土结构和收缩膜部分应有滞后现象发生。看来在其变形反向时（即体积增大、然后减小），会产生不同的本构面，那么，与体积增大和体积减小相应的体积变化系数就会不同。然而可以分别独立验证体积增大和体积减小的本构面的唯一性。只要变形状态变量总是在同样的方向变化（即单调或单向变形），就可以根据不同的应力路径画出本构面。因此，术语“唯一性”在土力学中通常只限于代表单调变形的本构面。

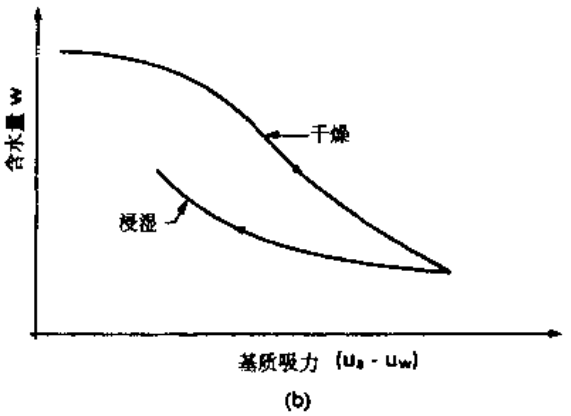


图 12.8　土结构与收缩膜的滞后现象　（a）饱和土的加荷与卸荷曲线；（b）白垩的干燥与浸湿曲线

土结构本构面的唯一性可在土体积减小或者增大的条件下得到证实。同样，液相的本构面也可在水体积减小或增大的条件下得到证实（即干燥面或浸湿面）。

本构面的唯一性首先可围绕面上一个状态点，用应力状态变量的微小变化作局部的探索（Fredlund 和 Morgenstern，1976），然后，就可在整个本构面上用应力状态变量较大的变化来试验（Matyas 和 Radhakrishna，1968；Barden 等，1969）。下面将两种验证本构面的方法进行简要的解释。在介绍唯一性试验结果之前，先对与体积变形性质有关的符号进行定义。

12.4.1 体积变形性质符号的定义

图 12.3 表示典型土中变形与应力状态变量变化间的关系。对变形或应力状态变量的变化赋予正号或负号，以示变化是增是减。为此给出下列的符号定义：状态变量（变形或应力）变化为正，系指该状态变量的增大；为负则指状态变量的减小。各变形状态变量和应力状态变量的符号决定了体积变形系数的符号。例如，图 12.3 中所示的具有稳定结构的土，其弹性模量 E 带负号。这意味着净法向应力（+）$d(\sigma - u_a)$的增加将引起体积应变的减小（-）$d\varepsilon_v$〔即（-）$E=$（-）$d\varepsilon_v$ /（+）$d(\sigma - u_a)$〕。弹性模量 H 也带负号（如（-）$H=$（-）$d\varepsilon_v$ /（+）$d(u_a - u_w)$〕。对具有稳定结构的土来说，水体积的变化与应力状态变量变化二者间的关系，也类似于图 12.3 所示情况。那么，水的（液相的）体积模量 E_w 和 H_w 当然也带负号。由此可以得出结论：考虑土结构和液相时，稳定结构的土具有负的体积变形模量。同样地，体积变化系数 m_1^s、m_2^s、m_1^w 和 m_2^w 也带负号，这些系数用于压缩形式的本构方程。对于稳定结构的土，在体积-质量形式的本构方程中，系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 也都具负号。

一般认为，湿陷性土具有亚稳结构。基质吸力的降低会引起稳定结构土的膨胀，但可能引起具有亚稳结构土的体积的减小（Barden 等，1969）。对于湿陷性土的情况，系数 m_2^s 和 m_2^w 具有正号〔式（12.55）和（12.56）〕。换言之，亚稳结构土是指具有一个或一个以上正的体积变形模量的土。

12.4.2 用微小应力变化来验证本构面的唯一性

假定有若干所谓“等同”的非饱和土样经受同样的总法向应力，同样的孔隙气压力和孔隙水压力，那么所有的试样将在空间处于同一状态点，并具有同样的初始体积-质量性质。然后，在对体积变化进行监测的情况下使各试样经受不同的应力变化。如果在状态点附近本构面基本上是一个平面的话，那么任意两个正交方向上的体积变形模量应该可以用来描述其他应力状态变量的变化所造成的变形。

上述试验多少是假定性的，因为它极难实施。但是，可以考虑简单一些的试验。假定有三个所谓“等同”的试样在同样的初始体积-质量条件下制备出来，然后使它们经受同样的初始应力状态变量〔图 12.9（a）〕。其中一个试样，在基质吸力$(u_a - u_w)$保持常数的条件下，用增加总法向应力的方法使其经受一个净法向应力的微小增量 $d(\sigma - u_a)$〔图 12.9（a）中的 0-1 加荷途径〕，则测出的体积应变变化 $d\varepsilon_v$ 就可用来计算体积变形系数 m_1^s：

$$m_1^s = \frac{d\varepsilon_v}{d(\sigma - u_a)} \tag{12.62}$$

第二个试样在保持净法向应力为常数的情况下，通过降低孔隙水压力 u_w，使其经受基质吸力 $d(u_a - u_w)$的微小增量〔图 12.9（a）中的 0-2 加荷途径〕，则测出的体积应变变化 $d\varepsilon_v$ 就可用来计算体积变形系数 m_2^s：

$$m_2^s = \frac{d\varepsilon_v}{d(u_a - u_w)} \tag{12.63}$$

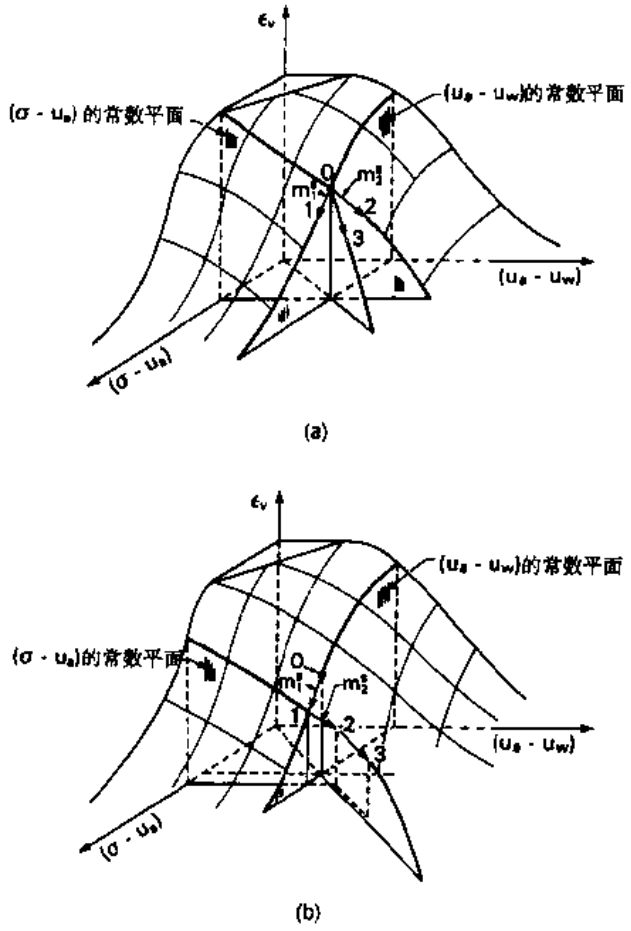


图 12.9　土结构本构面唯一性的验证（a）用三个“等同”的试样验证本构面；（b）用一个试样验证本构面

令第三个试样同时经受净法向应力 $d(\sigma - u_a)$ 和基质吸力 $d(u_a - u_w)$ 的微小增量，这可以用增加总法向应力 σ 和减小孔隙水压力 u_w 实现。用上述测得的系数 m_1^s 和 m_2^s（式（12.62）和（12.63））， 可从式（12.55）求出预计的体积变化。然后，用体积变化的实测值与计算值进行比较，如实测与计算非常一致，则说明本构面具有“唯一性”。上述例子示范了土结构本构面的唯一性试验。同时，如果用水体积变化的量测结果计算系数 m_1^w 和 m_2^w 的话，也可对液相的本构面进行验证。

上述唯一性试验甚至可以用一个更为简单的方式来表示。即用一个土样，使其经受一系列的微小应力变化，试验过程如图 12.9（b）所示。使一个试样首先沿基质吸力为常数的平面经受一个微小的净法向应力增量（图 12.9（b）中 0-1 加荷路径），这可由增加总法向应力来实现。此时，测得的体积变化可分别用于计算系数 m_1^s 和 m_1^w。

该试样在保持净法向应力为常数的条件下，用增加其基质吸力的方法进一步加荷（图 12.9（b）中的 1-2 加荷途径）。基质吸力的增加可用降低孔隙水压力的方法来实现。此时，测得的体积变化可分别用来计算系数 m_2^s 和 m_2^w。所求得的系数 m_1^s、m_1^w 和 m_2^s、m_2^w 可用来预测

试样在以后的任何加荷过程中总的体积变化和水的体积变化。虽然，第一级和第二级加荷是在略微不同的体积-质量性质的条件下施加的，但假定所求的系数近似于本构面上所考虑的状态点上的系数。在应力状态变量微小变化的条件下，这个假定是合理的。

下一步是对净法向应力 $d(\sigma - u_a)$ 和基质吸力 $d(u_a - u_w)$ 都施加一个微小增量（图 12.9（b）中的加荷路径 2-3）。这一路径可以用增加总法向应力和降低孔隙水压力来实现。由第三级加荷而引起的总体积变化和水体积变化可分别由式（12.55）和式（12.56）算出。计算中使用到前述两步加荷中得到的体积变形系数。此时，可将测得的总体积变化量和水体积变化量与计算结果比较。如二者基本上相等，则证明本构面在该点上具有唯一性。这种试验方法也可在本构面上不同的状态点上重复。

Fredlund 和 Morgenstern （1976）用应力状态变量微小变化的方法试验证实了非饱和土本构面的唯一性。共做了四组试验，其中三组用 Regina 粘土的原状土，另一组用压实的高岭土。试验使用改装的 Anteus 固结仪和三轴仪。用改装的固结仪做一维的，即 K_0 加荷条件的试验；而改装的三轴仪则用于各向等压加荷。试验中对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力进行控制。水压力由置于试样底部的高进气值陶瓷板隔离。在预定压力下达到平衡之后，每一试样按上述步骤分步加荷，以验证本构面的唯一性。将预计的和实测的体积变化画在同一座标系内，即可看出比较的结果。

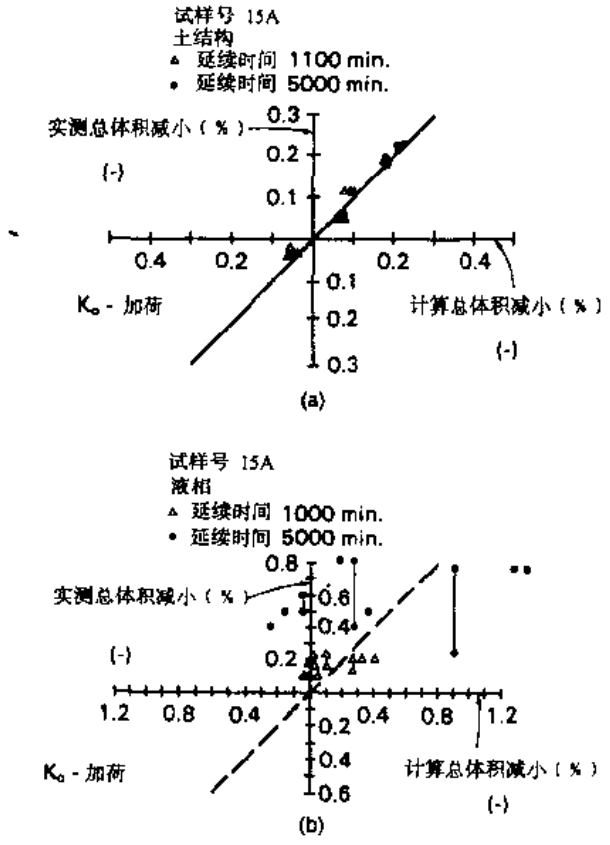


图 12.10 原状 Regina 粘土在 K_0 加荷条件下体积变化的计算值与实测值的比较 （a）土结构的本构面；（b）液相的本构面 （引自 Fredlund 和 Morgenstern，1976）

对于 Regina 粘土的原状土，体积变化的实测值与计算值之间非常一致，如图 12.10 所示。试样是在 K_0 加荷条件下进行试验的，对每一试样，考虑了两种延续时间（1000 min 和 5000 min 的体积变化。在实测与计算体积变化的座标系中，唯一性意味着斜率为 1，截距为零的一条直线。图 12.10 （a）表明，两种延续时间的所有点基本上都落在 45°线上，显示了很好的相关关系。这种一致性证实了土结构本构面的唯一性。

对于水的体积变化，计算值与实测值之间的一致性没有土结构那样好〔图 12.10 （b）〕。这是由于在一个长时间内量测水体积的微小变化是很困难的（Fredlund 和 Morgenstern，1976）。后来发现，固结仪中水份的消失使试样也失去水份。

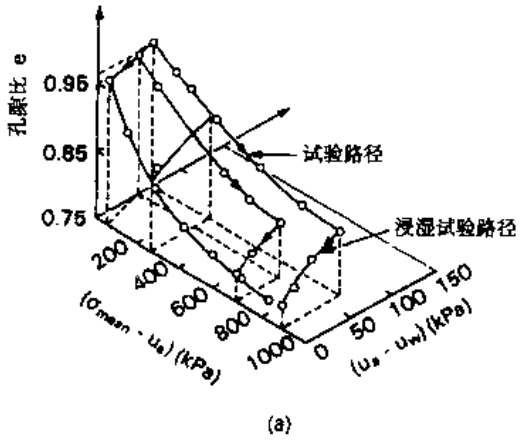
12.4.3 用应力状态变量的较大增量来验证本构面

Matyas 和 Radhakrishna （1968）用试验验证了孔隙比与饱和度本构面的唯一性。试样由 80 %的燧石粉和 20 %的高

岭土组成，用静压方法制备，并使所有的试样具有同样初始含水量、干密度和压实能。试样在各向等压和 K_0 加荷条件下进行试验。试验中控制其总压力、孔隙气压力和孔隙水压力。试验使用的是一种经过改装的三轴仪。

本构面由“常吸力”和“浸湿”试验路径描述出来。在“常吸力”试验中，试样首先经过饱和或减饱和，然后在基质吸力保持常数的条件下进行压缩。为减小对土结构的扰动，当试样进行饱和时，其总体积须保持常数。一部分试样是各向等压加荷，其他试样则是 K_0 加荷；“浸湿”试验的做法是，在容许试样吸水的条件下减小基质吸力。基质吸力的降低是通过提高孔隙水压力来实现的。

在各向等压加荷条件下得到的本构面示于图 12.1 。“常吸力”的试验结果表明，在较高的基质吸力条件下，土结构的压缩性降低〔图 12.1 （ a ）〕。这意味着在高基质吸力下土结构具有较高的刚度。“浸湿”试验结果表明，随着基质吸力的降低，试样呈现湿陷型的反应，其孔隙比减小〔图 12.1 （ a ）〕。这种反映是亚稳结构土的特征。同时，也发现，任意两状态点之间孔隙比的变化与引起其变形的应力路径无关（ Matyas 和 Radhakrishna，1968 ）。对于单调变形条件，图 12.1 （ a ）所示的本构面显示了唯一性。单调变形条件是令土样遵循在饱和度增加时不容许发生膨胀这样的路径来实现的。然而，图 12.1 （ b ）所示的饱和度本构面并没有显示完全的唯一性。这种本构面的非唯一性是由于在浸湿过程中达不到完全饱和所造成的。



在 K_0 加荷条件下得到的本构面如图 12.11 所示。所有的试验路径看起来是构成一个单向卷曲的孔隙比面〔图 12.11 （ a ）〕。在这种条件下再次对湿陷土的反应进行观测，发现饱和度本构面较之孔隙比本构面对应力状态的变化更为敏感〔图 12.11 （ b ）〕。两种本构面的唯一性同样也仅限于单调变形的条件下才存在（Matyas和Radhakrishna，1968 ）。

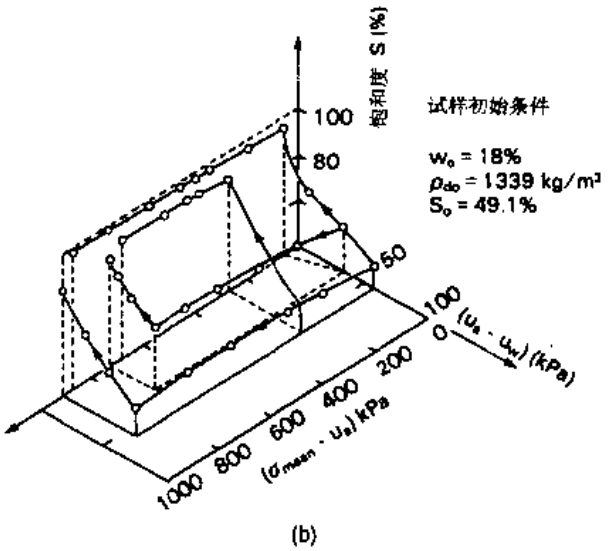


图 12.11　燧石与高岭土混合料在 K_0 加荷条件下孔隙比及饱和度的本构面　（ a ）孔隙比的本构面；（ b ）饱和度的本构面（引自 Matyas 和 Radhakrishna，1968 ）

Barden 等人（ 1969 ）对 K_0 加荷条件下土结构本构面的唯一性进行了研究，特别是研究了体积变化系数 m_{1k}^s 和 m_{2k}^s，以及它们对应力路径的依从关系。在 K_0 加荷条件下，土结构的本构方程如下：

$$d\varepsilon_v = m_{1k}^s d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_{2k}^s d\left(u_a - u_w\right) \tag{12.64}$$

式中

m_{1k}^{s} ——在 K_0 加荷条件下，与净总应力变化 $d(\sigma_y - u_a)$ 有关的体积变化系数；

m_{2k}^{s} ——在 K_0 加荷条件下，与基质吸力变化 $d(u_a - u_w)$ 有关的体积变化系数。

用杨氏模量 E 和泊松比 μ 表达的系数 m_{1k}^{s} 和 m_{2k}^{s} 在表 12.2 中给出。用低塑性到高塑性的三种伊利粘土对此问题进行研究，以动力和静力压实方法制备了十一组试样。试验在改装的固结仪上进行，仪器改装后可对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力进行控制。本构面是根据应力状态变量（$\sigma_y - u_a$）和（$u_a - u_w$）的各种组合形成的不同试验路径描绘出来的（图 12.12）。在所有的情况下，当总正应力和孔隙水压力发生变化时，孔隙气压力保持常量。

作为初步的研究，首先使用了较图 12.12 所示为小的应力增量。结果表明，具有相同初始含水量的试样有相同的体积变化，而与试验路径无关。在其后的研究中，每一组土样用“等同”的方式制备。图 12.13 给出了伊利粘土在（$\sigma_y - u_a$）和（$u_a - u_w$）轴座标系中的土结构本构面。图中的结果是沿着若干加荷路径从初始条件到最终条件获得的（即从 A 点到 H 点，见图 12.12）。只要变形是单调的，本构面就显示出唯一性，或者说，与加荷路径无关（Barden 等，1969）。在饱和与失饱和过程之间的滞后现象是造成试验结果受加荷路径影响的主要原因。基质吸力的增加会使具有絮凝结构土的硬度增加。在含水量小于最佳含水量的条件下，压实的土样会具有絮凝结构。然而，基质吸力对于具有分散结构土的硬度影响就很小。分散结构是在含水量高于最佳含水量条件下压实形成的。不论土的结构如何，净法向应力的增加都将引起土结构硬度的增加。

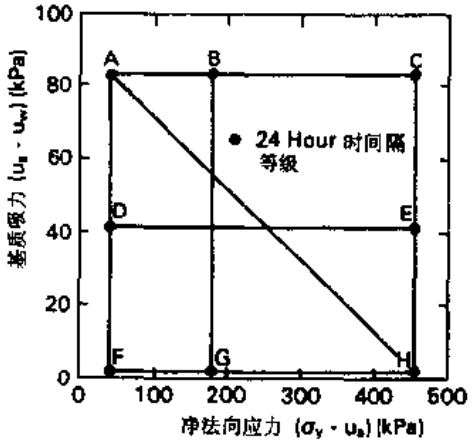


图 12.12 非饱和土样本构面研究中的试验路径（引自 Barden 等，1969）

土的第二个独立的本构面用土的饱和度表示。图 12.14 给出了一组土样的饱和度本构面。该本构面是沿若干应力路径从 A 点到 H 点描绘出来的（图 12.12）。只要变形是单调的，则本构面对于饱和度具有唯一性。

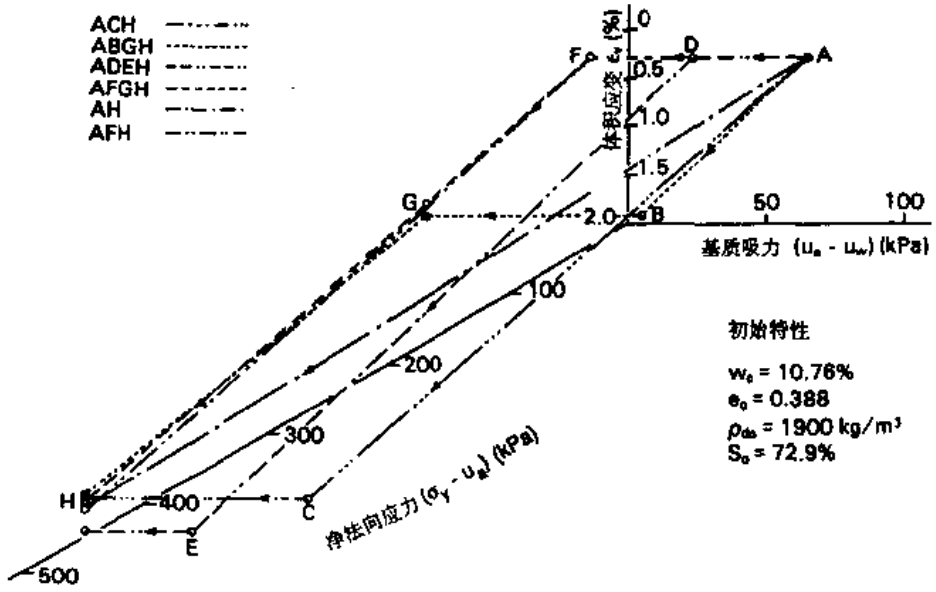


图 12.13 伊利粘土的土结构的本构面（引自 Barden 等，1969a）

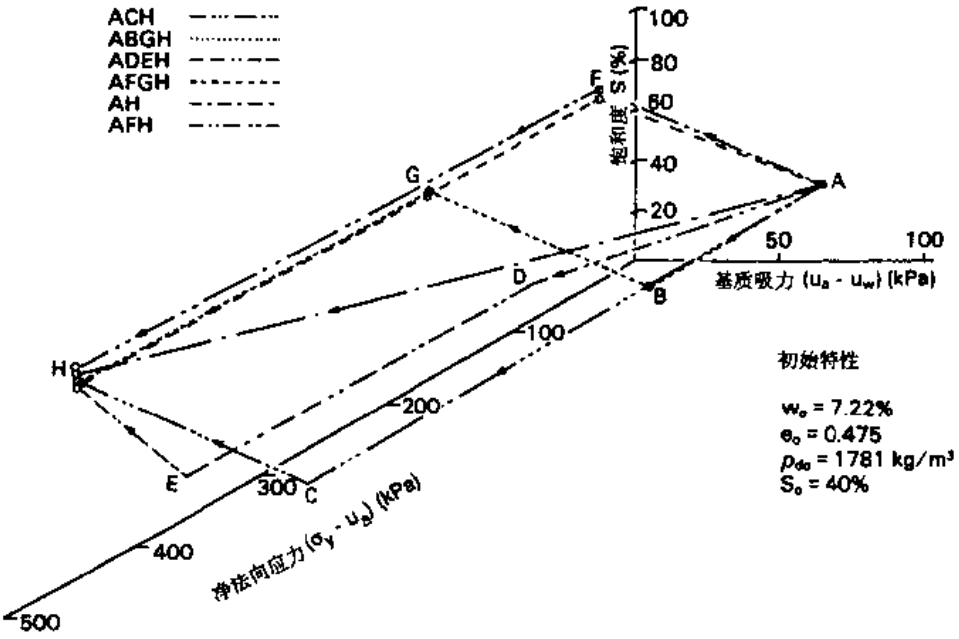


图 12.14　伊利粘土饱和度的本构面（引自 Barden 等，1969a）

12.5　体积变形系数之间的关系

如上所述，非饱和土的本构关系或本构面可用三种形式表达。在弹性形式中，需要用参数 E、H、μ、E_s 和 H_s 来定义与土结构和液相本构方程有关的体积变化（式（12.28）和（12.31））。在压缩性形式中，土的结构和液相的本构面使用系数 m_1^s、m_2^s、m_1^w 和 m_2^w（式（12.55）和（12.56））。这些体积变化系数可以用上述弹性参数来表示，见表 12.2。在土力学术语中，用系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 来定义孔隙比与含水量本构面的斜率（式（12.58）和（12.59））。

本节将讨论各种体积变形系数之间的关系，列举可能用来建立这些关系的理论方法和试验方法，重点将放在压缩形式和土力学术语形式的本构面中所使用的系数（即 m_1^s、m_2^s、m_1^w、m_2^w 和 a_t、a_m、b_t、b_m）。一般而言，这些系数都可由不同的室内土工试验求得。

12.5.1　孔隙比与含水量本构面的体积变形系数之间的关系

非饱和土的孔隙比与含水量的本构面示于图 12.6。在孔隙比面上每一点的方向可由两个倾斜角度来定义。第一个倾斜角与净法向应力有关，可由压缩系数 a_t 定义：

$$a_t = \frac{\partial e}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{12.65}$$

第二个倾斜角与基质吸力有关，可由压缩系数 a_m 定义：

$$a_m = \frac{\partial e}{\partial(u_a - u_w)} \tag{12.66}$$

同样地，在含水量面上的一个点具有两个斜率，分别与净法向应力和基质吸力有关，可定义为 b_t 和 b_m：

$$b_t = \frac{\partial w}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{12.67}$$

$$b_m = \frac{\partial w}{\partial(u_a - u_w)} \tag{12.68}$$

孔隙比面和含水量面一般都是非线性的，因此，系数 a_t、a_m、b_t和 b_m在本构面上总是变化着的。换言之，这些系数是本构面上状态点的函数。然而，本构面的斜率具有某种极限条件，这可从试验结果观测到。

当饱和度接近 100 %或基质吸力趋于零时，系数 a_m近似等于系数 a_t（图 12.6（b））。当饱和时（即处于零基质吸力平面时），系数 a_t变为饱和土的压缩系数 a_s。

在接近饱和时，系数 a_t与 a_m之间可能略有差别，因为 a_t可以在不同类型的加荷条件下测出，而 a_m则是在各向等压加荷条件下测出的。当饱和度降低时，系数 a_t变得大于系数 a_m，这表明，改变总应力较之改变基质吸力可更有效地改变孔隙比。同时也可看出，与土的缩限所对应的孔隙比是在无侧限和最大基质吸力条件下可能获得的最小孔隙比。

当饱和度趋于 100 %时，系数 b_m趋近 b_t。在较低的饱和度下，系数 b_m一般比 b_t要大（图 12.6（b））。换句话说，基质吸力的变化比总应力的变化能更有效地引起含水量的改变。这是因为基质吸力直接作用于液相。在饱和平面上，基质吸力为零，此时，用基本的体积-质量关系可将系数 b_t和 a_t或 a_s之间的关系建立起来（即 $Se = wG_s$，此处 G_s是土颗粒的比重）。将饱和度等于 100 %代入此基本关系，得出两个模量之间的关系如下：

$$a_t = b_t G_s \tag{12.69}$$

从二维本构图上可以看出上述各系数之间的比较关系（即 a_t对 a_m，b_t对 b_m，图 12.6（b））。这四个系数之间的关系也可同在一张图上表示出来（图 12.15）。设一饱和粉土在总法向应力增加条件下受到各向等压固结，土在固结过程中保持饱和。图 12.15 中的固结曲线 A 表示孔隙比与净法向应力（$\sigma - u_a$）之间的关系，也表示含水量（即 wG_s）与净法向应力之间的关系。在饱和条件下，孔隙气压力接近孔隙水压力。

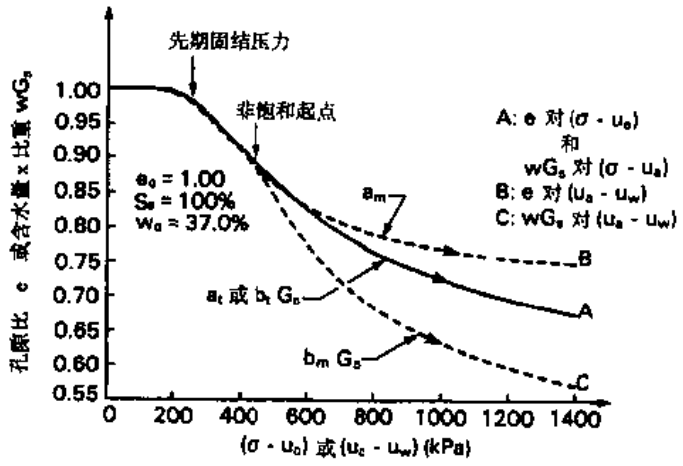


图 12.15 初始饱和土的体积变形模量之间的关系

如果同样的土经受基质吸力的升高，只要土保持饱和，体积的变化将是相同的，一旦土的饱和度开始降低，则基质吸力变化对于引起体积变化而言就不及总应力的变化那样有效了。这反映在图 12.15 的曲线 B（即 e 对（$u_a - u_w$））中，这条曲线较曲线 A（e 对（$\sigma - u_a$））

给出较小的体积变化。另一方面，对从土中排出水份而言，增加基质吸力则比增加净法向应力更为有效，这可从含水量曲线〔即 wG_s 对（$u_a - u_w$）〕看出，该条曲线显示了较之曲线 A 更大的含水量变化。不象曲线 A 那样，当土的饱和度开始降低时，孔隙比-基质吸力曲线（曲线 B）即开始偏离含水量-基质吸力曲线（曲线 C）。这两条曲线的分离是由于基质吸力增加，饱和度降低造成的。另一方面，在总应力增加时，饱和度基本上保持常数（即曲线 A 上，$wG_s = e$）。曲线 C 与 B 纵座标之比值即为饱和度（即 $S = wG_s / e$）。

曲线 C 最终将达到含水量为零或饱和度为零。从试验数据观察到，当含水量为零时，土的基质吸力大约可达到 1000000kPa （Croney 和 Coleman，1961）。这个数值也就是土可能具有的基质吸力的上限。

12.5.2　体积-质量形式的本构面体积变形系数之间的关系

用于压缩性形式的本构面的体积变形系数可用类似于以上介绍的方式进行定义。土结构的和液相的本构面示于图 12.4 。在土结构的本构面上，通过一点的各线，对于净法向应力和基质吸力，分别具有斜率 m_1^s 和 m_2^s：

$$m_1^s = \frac{\partial(V_v/V_0)}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{12.70}$$

$$m_2^s = \frac{\partial(V_v/V_0)}{\partial(u_a - u_w)} \tag{12.71}$$

在液相的本构面上，通过一点的各线，对于净法向应力和基质吸力，分别具有斜率 m_1^w 和 m_2^w：

$$m_1^w = \frac{\partial(V_w/V_0)}{\partial(\sigma - u_a)} \tag{12.72}$$

$$m_2^w = \frac{\partial(V_w/V_0)}{\partial(u_a - u_w)} \tag{12.73}$$

系数 m_1^s、m_2^s、m_1^w 和 m_2^w 与系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 之间具有如下关系：

$$m_1^s = \frac{a_t}{1+e_0} \tag{12.74}$$

$$m_2^s = \frac{a_m}{1+e_0} \tag{12.75}$$

$$m_1^w = \frac{b_t G_s}{1+e_0} \tag{12.76}$$

$$m_2^w = \frac{b_m G_s}{1+e_0} \tag{12.77}$$

式中

e_0——变形前的初始孔隙比。

在饱和（$S = 100\ \%$）平面上，m_1^s 基本上等于 m_1^w，这是因为 a_t 基本上等于 $b_t G_s$（式（12.69））。饱和条件下的系数 m_1^s 一般称为体积变化系数 m_v。

12.5.3 测定体积变形系数的室内试验方法

系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 可用于讨论体积变形系数之间存在的关系。这些系数沿着非线性本构面上的一个状态点到另一个状态点不断变化。确定这些系数在某特定状态点的数值，其直接方法是在所考虑的应力点上量测它们的大小。为此需要进行的试验同为验证本构面所进行的试验相类似。确定整个本构面可能需要相当多的试样和很长的时间。

一个较为简单的方法是假定在某孔隙比或含水量点上，本构面是一个平面，如图 12.16 和 12.17 所示。这样，本构面上，对应于等孔隙比或含水量平面的每一点均分别具有同样的系数 a_t 和 a_m，或 b_t 和 b_m。由此得出结论，在饱和平面（即（$u_a - u_w$）等于零的平面）上得出的系数 a_t 和 b_t 就可用于本构面上的其他点，只要这些点上的孔隙比（或含水量）为常数。同样，在零净总应力平面（即（$\sigma - u_a$）等于零的平面）上得出的系数 a_m 和 b_m，也可沿着常等孔隙比或常含水量平面用于本构面上的其他点。换言之，假定在饱和平面和零净法向应力平面上求得的系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 值可应用于整个本构面。

上述确定体积系数的方法比确定整个本构面要简单得多，但它可能比在各状态点直接量测的方法要差。其实用性主要取决于通过试验建立起来的本构面的特性，同时也要考虑实际工程 问题所要求的精度水平，一般而言，上述建议方法对许多岩土工程问题已具有足够的精度。

以下讨论系数 a_t、a_m、b_t 和 b_m 的试验测定方法。系数 a_t 可由图 12.16 中的曲线 A 得到，这条曲线是饱和土样的固结试验结果。图 12.18 为压实土样的典型压缩曲线，试样先在常体积条件下饱和，然后加荷使体积减小。图 12.17 中的系数 b_t 可由系数 a_t 除以土颗粒的比重求出。

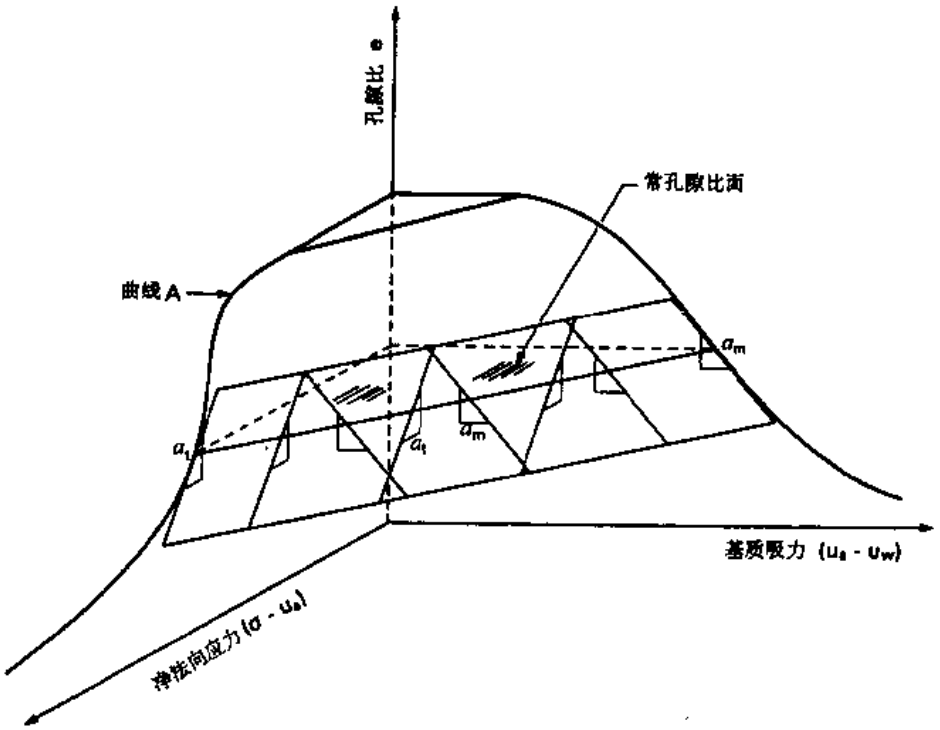


图 12.16 单调加荷条件下的土结构本构面，假定在某特定的孔隙比上为平面

图 12.17 中的曲线 B 是土-水特征曲线，它可由压力板试验得到（第 13 章）。图 12.19

所示的是典型的土-水特征曲线试验的干燥段和浸湿段。系数 b_m 可由该土-水特征曲线的干燥段算出。

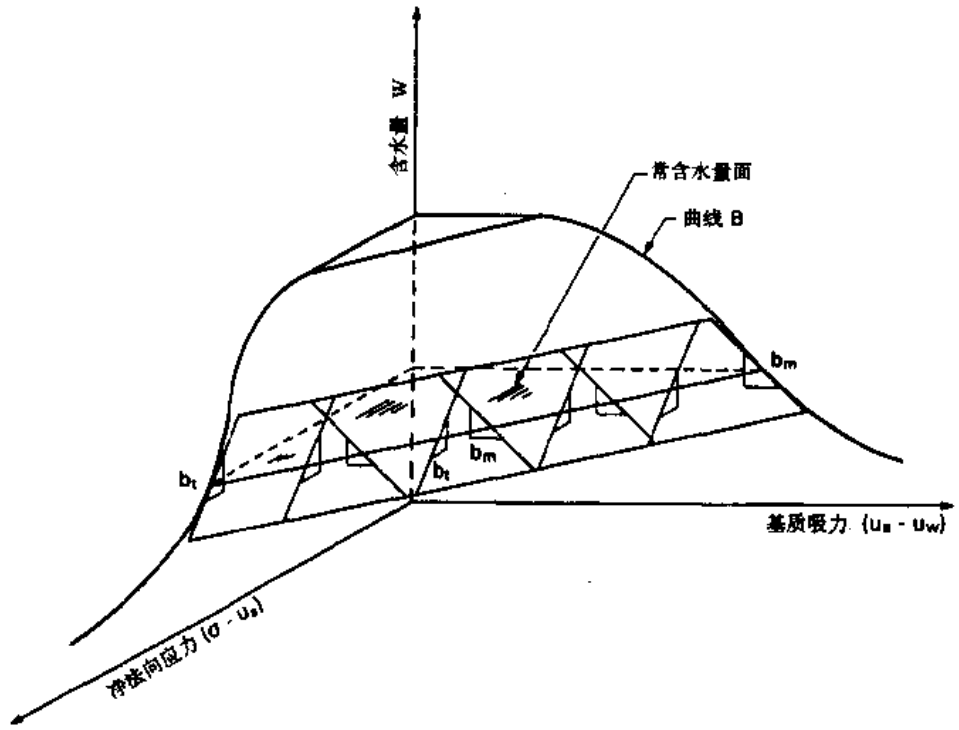


图 12.17　单调加荷条件下的液相本构面，假定在某特定含水量上为平面

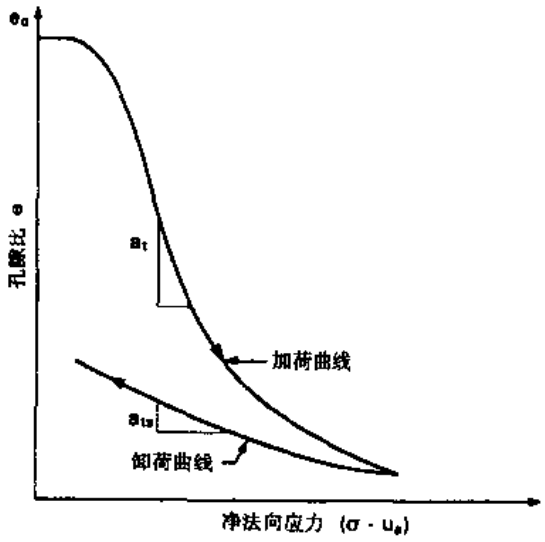


图 12.18　算术座标系中饱和土的典型压缩曲线

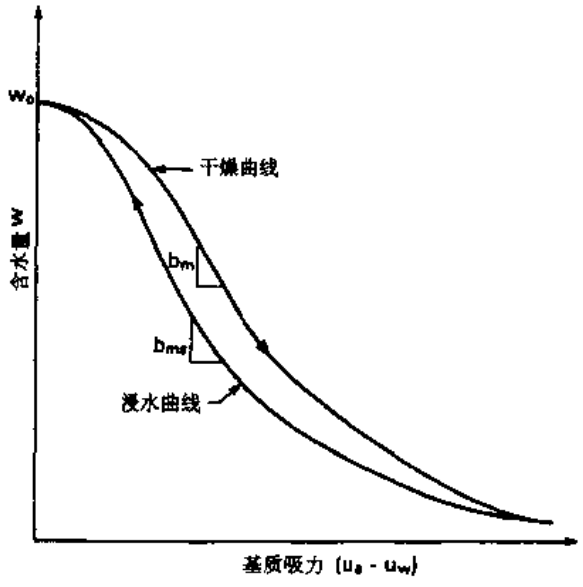


图 12.19　典型的土-水特征曲线，表明土的干燥和浸湿过程

系数 a_m 和 b_m 之间，可利用收缩试验建立关系。收缩试验可在外荷为零的干燥过程中，在不同的基质吸力下求得孔隙比与含水量的关系。图 12.20 给出了从缩限试验中得到的典型的收缩曲线，收缩曲线的斜率〔即 de / dw 或〔$\{\partial e / \partial (u_a - u_r)\} / \{\partial w / \partial (u_s - u_r)\}$〕给出系数 a_m 和 b_m 之间的比率。

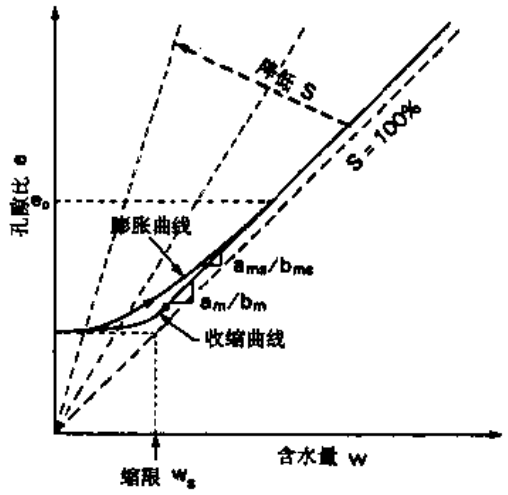


图 12.20 土的典型的收缩和膨胀曲线

在第 13 章中，将详细讨论确定体积变形系数试验过程的细节。建立各体积系数之间关系的方程也将在第 13 章介绍。

12.5.4 卸荷面上各体积变形系数之间的关系

滞后效应导致由加荷（和干燥）过程得到的本构面不同于由卸荷（和浸湿）过程得到的本构面。因此，与两个本构面对应的体积变形系数也将不同。例如，饱和土的加荷曲线具有压缩指数 C_c，而卸荷曲线则具有回弹指数 C_s。单调卸荷条件下的孔隙比和含水量本构面分别示于图 12.21 和 12.22 。与卸荷面相对应的压缩系数增加一个下标“ s ”(即 a_{ts}、 a_{ms}、 b_{ts}和 b_{ms})。

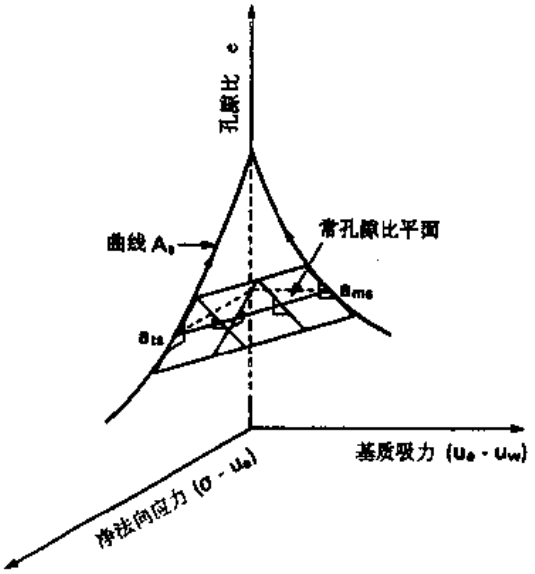


图 12.21 在单调卸荷条件下土结构的本构面

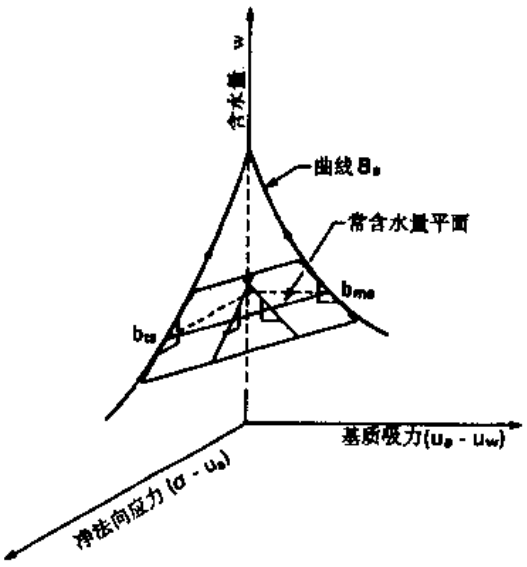


图 12.22 在单调卸荷条件下液相的本构面

用于求得加荷本构面系数的方法同样可用于求得卸荷本构面的系数。卸荷过程的唯一区别仅在变形的方向。在图 12.21 中，系数 a_{ts}可由曲线 A_s得到，该曲线是饱和面的回弹曲线。图 12.22 中的 b_{ts}由 a_{ts}除以 G_s算出。

图 12.22 中的曲线 B_s代表土-水特征曲线中的浸水段，系数 b_{ms}即可从这条曲线的浸湿段得到。然后，系数 a_{ms}可从 a_{ms} / b_{ms}之比值中算出，该比值则可从图 12.20 中所示的无侧限膨胀试验曲线（在图中与收缩曲线相对）的斜率求得。膨胀曲线的斜率定义为 de / dw 或（｛∂e /∂（ $u_a - u_w$）｝ /｛∂w /∂（ $u_a - u_w$）｝），其值等于 a_{ms} / b_{ms}。

12.5.5 加荷与卸荷本构面的体积变形系数之间的关系

在孔隙比本构面上与加荷和卸荷相对应的体积变形系数之间的关系示于图 12.23 。加荷与卸荷的模量之间的关系分别以比值 a_m / a_t和 a_{ms} / a_{ts}表示。对于加荷面，此关系可以从图

12.15 中导出，当土饱和时，系数 a_m 与 a_t 是相等的〔即（a_m / a_t）近似于 1〕。

当土的饱和度降低时，系数 a_t 大于 a_m〔即 a_m / a_t 变成小于 1），当土中的含水量达到缩限时，系数 a_m 达到其极限值零（图 12.20）。因此，可以得出，比值 a_m / a_t 的范围是从 0 到 1。

设一初始非饱和[1] 土，其初始孔隙比为 e_0，如图 12.23 所示在此初始条件下，土的 a_m / a_t 比值大于 0，小于 1。当对土加荷时，孔隙比减小，比值 a_m / a_t 亦减小。当加荷过程继续直至 a_m / a_t 达到 0 时，孔隙比达到与缩限相应的数值，图 12.23 表示了孔隙比与 a_m / a_t 比值之间的各种可能关系。

土也可能经受卸荷，使孔隙比及 a_{ms} / a_{ts} 比值增大。当孔隙比达到饱和条件时，a_{ms} / a_{ts} 之比达到最大值 1。对于含水量系数之比，也可得出类似图 12.23 中的关系。

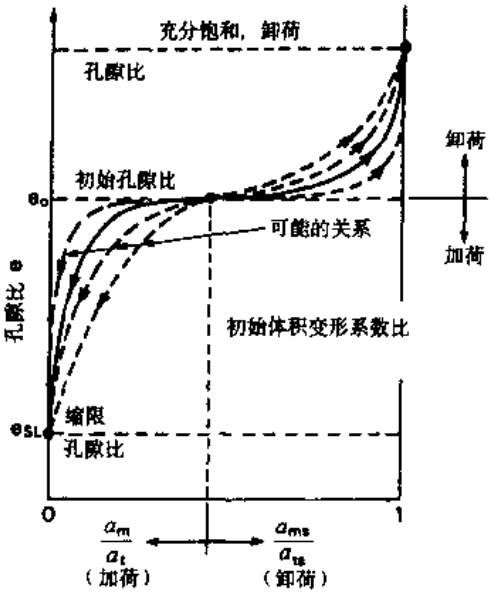


图 12.23　初始非饱和土在加荷和卸荷条件下体积变形系数之间的各种可能的关系

12.5.6　半对数座标系中的本构面

本构面也可用应力状态变量的对数值画出〔图 12.24（b）和 12.25（b））。在极值面（即｛log（$u_a - u_w$）≈ 0｝平面及｛log（$\sigma - u_a$）≈ 0｝平面）上，对数图形在相对较大的应力范围内呈线性。极值面上曲线的斜率称为指数。在加荷条件下〔图 12.24（b）），与孔隙比面有关的体积变形指数是：

$$C_t = \frac{\partial e}{\partial\{\log(\sigma - u_a)\}} \qquad (12.78)$$

$$C_m = \frac{\partial e}{\partial\{\log(u_a - u_w)\}} \qquad (12.79)$$

式中

C_t——与净法向应力（$\sigma - u_a$）有关的压缩指数；

C_m——与基质吸力（$u_a - u_w$）有关的压缩指数。

对于卸荷面，指数的下标加“s”，写成 C_{ts} 和 C_{ms}。

在加荷条件下〔图 12.25（b）），与含水量面有关的体积变形指数可定义为：

$$D_t = \frac{\partial w}{\partial\{\log(\sigma - u_a)\}} \qquad (12.80)$$

$$D_m = \frac{\partial w}{\partial\{\log(u_a - u_w)\}} \qquad (12.81)$$

式中

[1] 原文为饱和土（Saturated soil），似应为非饱和土（unsaturated soil）—译注。

D_t——与净法向应力（$\sigma - u_a$）有关的含水量指数；

D_s——与基质吸力（$u_a - u_w$）有关的含水量指数。

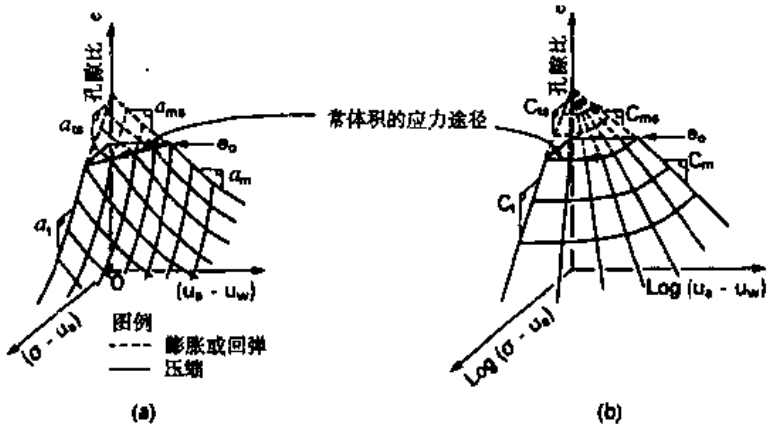


图 12.24 非饱和土的孔隙比本构面（a）代数座标系中应力状态变量与孔隙比的关系；（b）半对数座标系中应力状态变量与孔隙比的关系

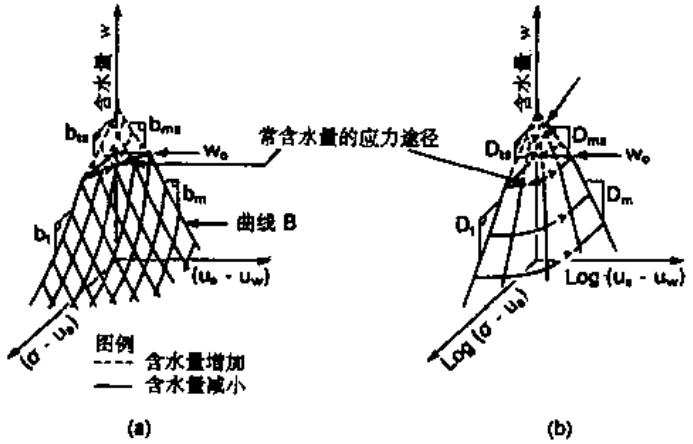


图 12.25 非饱和土的含水量本构面 （a）代数座标系中应力状态变量与含水量之间的关系；（b）半对数座标系中应力状态变量与含水量之间的关系

同样地，对于卸荷面，含水量指数也加下标“ s ”表示（即写成 D_{ts}和 D_{ms}）。

指数 C_t、 C_m、 D_t和 D_m可以用计算 a_t、 a_m、 b_t和 b_m的同样数据求到。这些土性参数的不同在于其结果的绘制形式。图 12.26 表示的非饱和压实土的典型压缩曲线。结果表明，应力状态变量采用对数值时，可使孔隙比与净法向应力的关系曲线线性化，压缩指数 C_t可从图 12.26 算出，而对饱和土则一般表示为 C_c。在饱和平面，指数 D_t和 C_t有如下关系：

$$C_t = D_t G_s \tag{12.82}$$

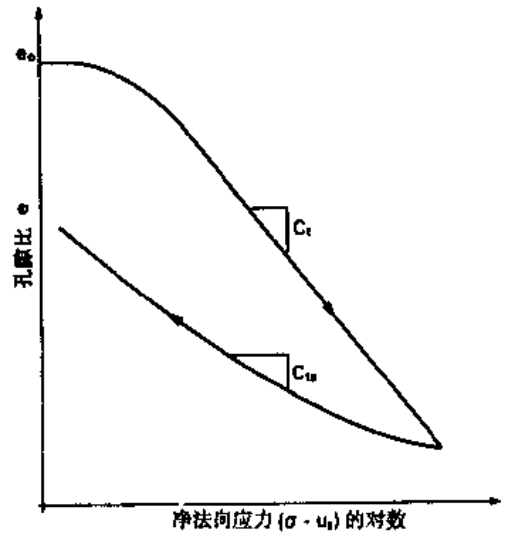


图 12.26　半对数座标系中压实土的典型压缩曲线

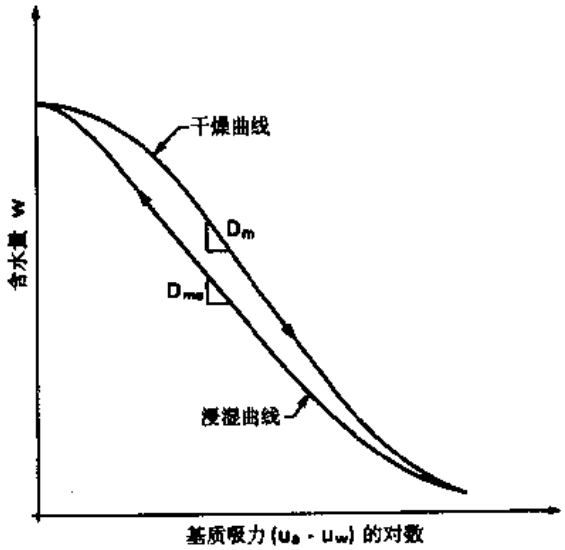


图 12.27　半对数座标系中典型的土-水特征曲线

图 12.27 给出了在半对数座标系中的典型的土-水特征曲线，与图 12.19 的代数座标系相比较，在一个较宽的应力范围内，曲线基本上呈线性。该线的斜率即指数 D_m。指数 C_m可从收缩曲线（图 12.20 ）斜率的比值 C_m / D_m计出。

利用半对数与代数座标之间的换算关系（ Lambe 和 Whitman， 1979 ），指数 C_t、 C_m、 D_t 和 D_m可用指数 a_t、 a_m、 b_t和 b_m表示如下：

$$C_t = \frac{a_t(\sigma - u_a)_{ave}}{0.435} \qquad (12.83)$$

$$C_m = \frac{a_m(u_a - u_w)_{ave}}{0.435} \qquad (12.84)$$

$$D_t = \frac{b_t(\sigma - u_a)_{ave}}{0.435} \qquad (12.85)$$

$$D_m = \frac{b_m(u_a - u_w)_{ave}}{0.435} \qquad (12.86)$$

式中

$(\sigma - u_a)_{ave}$ ——一段增量中初始与最终净法向应力的平均值；

$(u_a - u_w)_{ave}$ ——一段增量中初始与最终基质吸力的平均值。

常数 0.435 是在自然对数与以 10 为底的对数的转换中出现的（即 $\log_{10}2.718$ ）。

尽管在极值平面上曲线呈线性，但本构面在对数面｛ log （$\sigma - u_a$）和 log （$u_a - u_w$）｝上的截线并不是一系列的直线。这和在代数面｛（$\sigma - u_a$）和（$u_a - u_w$）｝上的情况不同。图 12.28 比较了在代数座标和对数座标系中本构面与常孔隙比面的截线，在代数座标系中基本上呈线性的截线在对数座标系中变成了渐近线。

渐近曲线截线表明了图 12.29 （ a ）中孔隙比本构面的对数形式。 Ho （ 1988 ）提出了孔隙比本构面的近似表示形式，如图 12.29 （ b ）所示。这个近似的本构面由三个平面组成，称为平面Ⅰ、Ⅱ和Ⅲ。三个平面收敛于孔隙比座标上相应于应力状态变量的标称值点（即 log

（$\sigma-u_a$）≈0和log（u_a-u_w）≈0），平面Ⅰ和Ⅲ称为正交面，平面Ⅰ垂直于e-log（$\sigma-u_a$）平面，其斜率由指数C_t表示；平面Ⅲ垂直于e-log（u_a-u_w）平面，其斜率由指数C_m表示。换言之，当应力状态变量的变化发生于由平面Ⅰ和Ⅲ所定义的区域中时，孔隙比的改变只要用一个指数就可描述出来。因此，描述平面Ⅰ或平面Ⅲ的孔隙比本构方程可以写成如下的一般形式：

$$de = C_t d\log(\sigma - u_a) + C_m d\log(u_a - u_w) \qquad (12.87)$$

而描述平面Ⅰ或平面Ⅲ的含水量本构方程则可写成：

$$dw = D_t d\log(\sigma - u_a) + D_m d\log(u_a - u_w) \qquad (12.88)$$

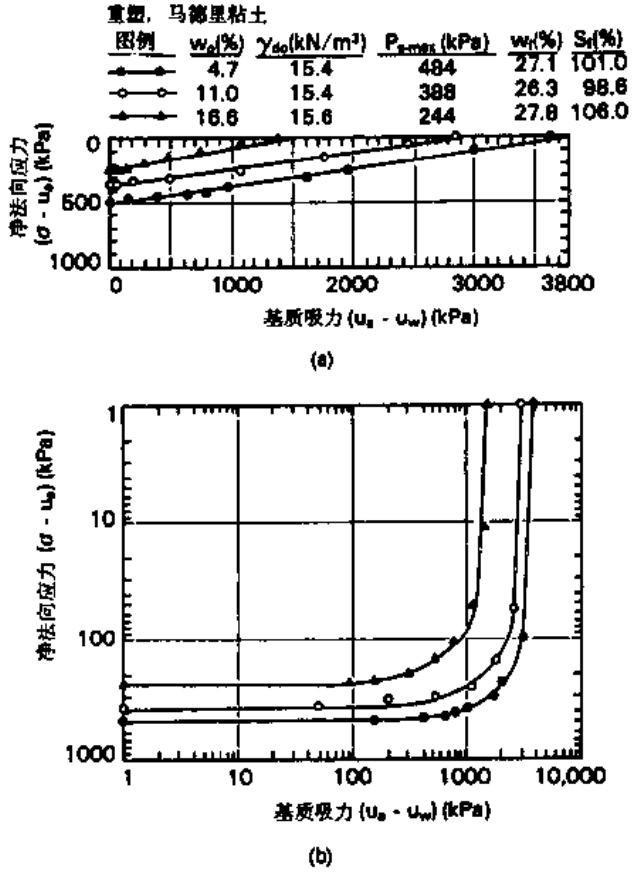


图12.28 在代数和对数座标系中孔隙比面的截线

（a）在代数座标面｛（σ－u_a）和（u_a－u_w）面｝上孔隙比面的截线；（b）在对数座标面｛log（σ－u_a）和log（u_a－u_w）面｝上孔隙比面的截线（引自Escario，1969，经修正）

平面Ⅱ是平面Ⅰ和Ⅲ之间的过渡区，这个平面与孔隙比-log（$\sigma-u_a$）面及孔隙比-log（u_a－u_w）面都相交，两交线定义了平面Ⅱ的斜率，称之为指数C_t'和C_m'。在此情况下，当应力状态变量的变化发生于平面Ⅱ的区域中时，孔隙比的改变需要两个指数来描述。在第13章中将介绍在指数C_t和C_m的基础上确定指数C_t'和C_m'的方法。描述平面Ⅱ的本构方程可写为：

$$de = C_t' d\log(\sigma - u_a) + C_m' d\log(u_a - u_w) \qquad (12.89)$$

式中

C_t' ——平面 II 与孔隙比-log($\sigma-u_a$)面交线的斜率；

C_m' ——平面 II 与孔隙比-log(u_a-u_w)面交线的斜率。

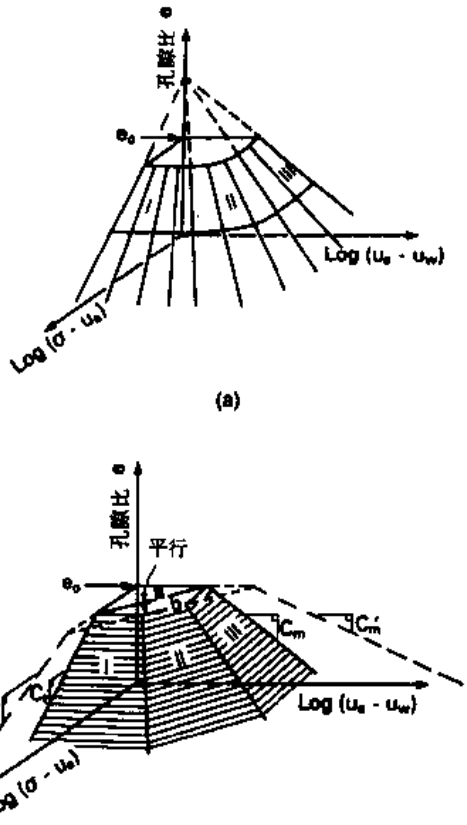


图 12.29　在加荷条件下孔隙比本构面的对数形式 （a）在对数座标中加荷条件下的孔隙比本构面；（b）在对数座标中孔隙比本构面的近似形式

也应注意到，平面 II 上的直线“ *b* ”假定是平行于直线“ *a* ”的，直线“ *a* ”连接平面 I、III〔图 12.29 （b）〕。在建立平面 II 与极值平面交线时需要此假定（见第 13 章）。上述近似也适用于孔隙比本构面的卸荷面（ Ho， 1988 ）。含水量本构面的斜率尚不是十分清楚。假定含水量本构面在形状上与孔隙比本构面相近似只是一种推测，目前看来尚没有任何试验数据来证实这一假定。

第 13 章　体积变化指数量测

为了应用第 12 章中介绍的体积变化理论，需要进行体积变化系数和指数的量测。对于所研究的每一种土，这些体积变化系数和指数必须通过试验测定。本章将列举并讨论测定体积变化系数的试验方法和设备，压实的粉土和冰碛土的试验结果将用来说明各体积变化系数与指数之间的关系。大多数试验结果将表示在半对数座标系中，因此可以用来确定体积变化指数。然后，利用第 12 章中给出的关系，这些指数便可换算为其他的体积变化系数。

本章还要介绍从试验结果确定所有体积变化指数的方法。量测体积变化性质的方法和设备在大多数土力学试验室中是常见的。某些设备（例如压力板仪）在土壤学和农学领域中较为常见。

先介绍加荷本构面，然后再介绍卸荷本构面的试验方法与设备。还要简单介绍用一维固结试验结果确定用膨胀压力表示的原位应力状态的方法。将在第 14 章介绍校正膨胀压力的步骤，并解释其在预测隆胀问题中的重要性。

13.1　文献综述

下面回顾一个可用来确定与本构面相关的体积变化系数的典型试验结果。图 13.1 表示三维孔隙比和含水量的本构面，对应于加荷条件的体积变化系数（a_t、a_m、b_t、b_m）也示于图中。

图 13.1 中的曲线 A 实质上是饱和条件下，从土的固结试验中得到的压缩曲线。对初始非饱和土进行固结试验通常有两种方法，即“自由膨胀”试验和“常体积”试验（Noble，1966）。这些试验方法常用于确定预测隆起所需的膨胀压力。

在“自由膨胀”固结试验中。让浸于蒸馏水中的试样在标称压力下膨胀（图 13.2（a））。达到平衡条件后，再对土样按常规的固结试验程序加荷和卸荷。在“常体积”固结试验中，试样浸入蒸馏水后，施以加荷以保持试样常体积（图 13.2（b））。当体积没有继续增加的趋势时，可对土样按常规的固结试验程序加荷和卸荷。

在半对数座标系中（图 13.2），加荷曲线的斜率给出了压缩指数 C_t，通过压缩指数可与压缩系数 a_t 建立关系。类似地，卸荷曲线的斜率等于膨胀指数 C_{ts}，通过该指数也可与膨胀系数 a_{ts} 建立关系。图 13.3

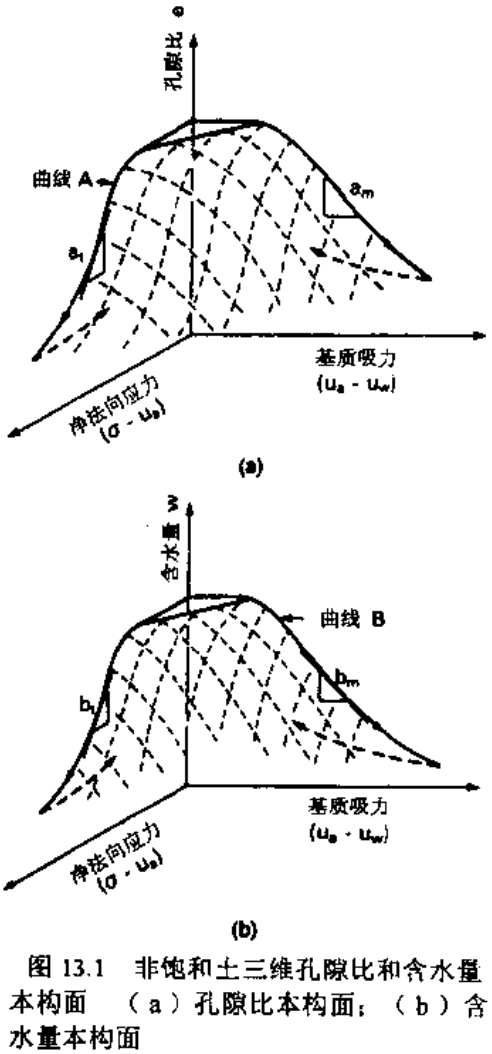


图 13.1　非饱和土三维孔隙比和含水量本构面　（a）孔隙比本构面；（b）含水量本构面

和 13.4 分别给出了压实 Regina 粘土的“自由膨胀”和“常体积”固结试验的典型结果。

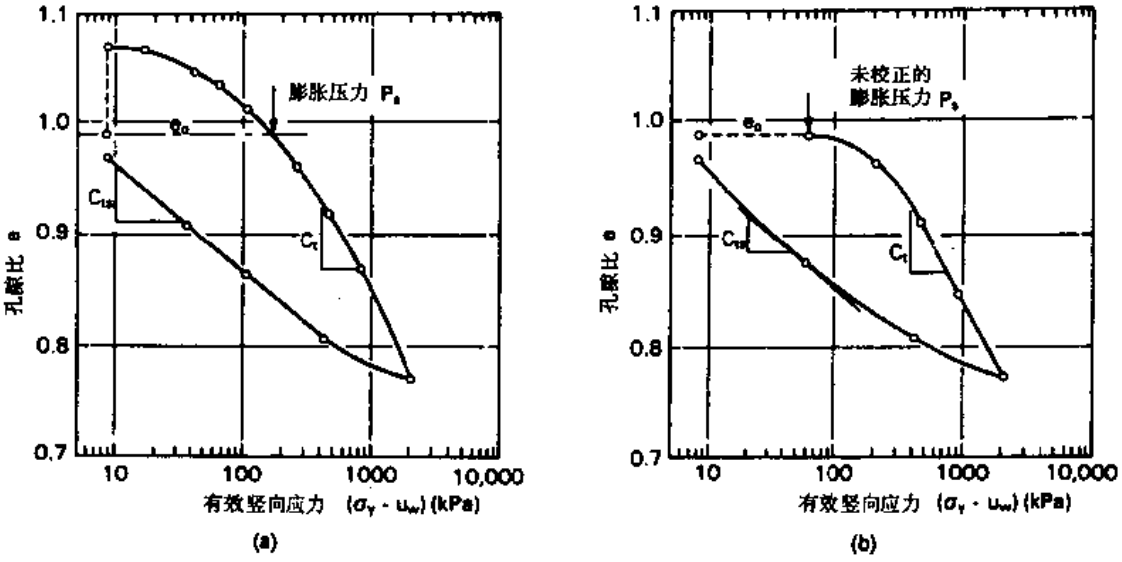


图 13.2　典型的“自由膨胀”和“常体积”一维固结试验结果
（a）“自由膨胀”试验步骤；（b）“常体积”试验步骤

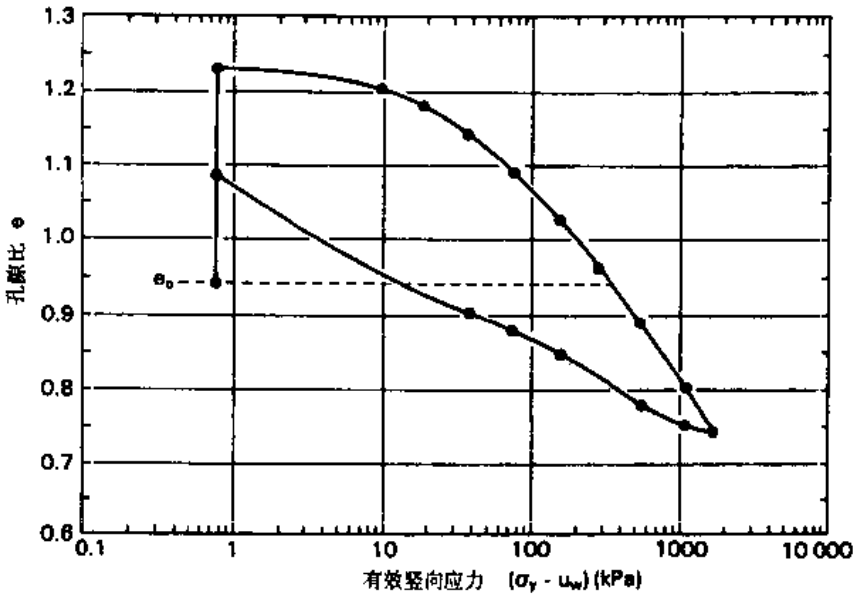


图 13.3　压实 Regina 粘土的“自由膨胀”一维固结试验数据
（引自 Gilchrist，1963）

压缩系数 a_t 等于通常在饱和土力学中测得的压缩系数 a_v。在确定了压缩系数 a_t 后，含水量变化系数 b_t（图 13.1（b））便可算出。含水量变化系数 b_t 等于压缩系数 a_t 乘以土的比重 G_s。

图 13.1（b）中的曲线 B 与以压力板试验得到的土-水特征曲线是等同的。图 13.5 和图 13.6 给出了几种压实土的土-水特征曲线。粉质粘土的土-水特征曲线示于图 13.7 的半对数座标系中。上述特征曲线都显示了在干燥和浸水过程中的滞后现象。

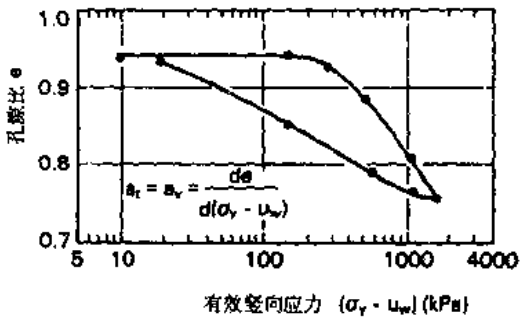


图 13.4 压实 Regina 粘土的一维固结数据（引自 Gilchrist， 1963）

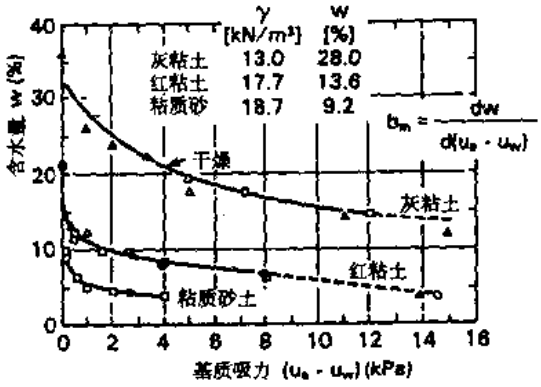


图 13.5 几种压实土的土-水特征曲线（引自 Escario 等人， 1989）

对于干燥曲线（加荷），在代数座标系中土-水特征曲线的斜率等于含水量变化系数 b_m；对于浸湿曲线（卸荷），该斜率等于系数 b_{ms}。相应地，从半对数座标系的结果中，可求得对应于干燥和浸湿曲线的含水量指数 D_m 和 D_{ms}（图 13.7）。

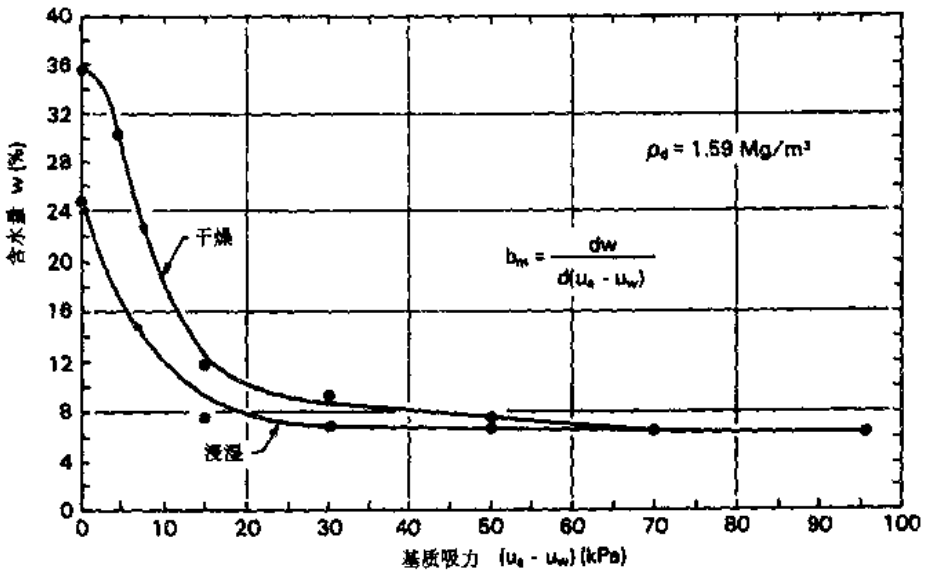


图 13.6 压实尾矿砂的土-水特征曲线

土的收缩和膨胀关系，将不同基质吸力下的孔隙比同含水量联系起来。图 13.8 给出了一种粉质粘土的收缩曲线关系，这种土的土-水特征曲线如图 13.7 所示。收缩曲线的斜率确定了系数 a_m 与 b_m 之间的比值。这样，从图 13.7 中的干燥曲线得到含水量系数 b_m 之后，就可用从图 13.8 收缩曲线求得的比值 a_m / b_m 算出体积变化系数 a_m。

若干压实土的典型收缩关系（即孔隙比与含水量的关系）示于图 13.9。结果表明，土的含水量或饱和度越低，收缩曲线距饱和线越远。

图 13.10 表示了在收缩和膨胀情况下 Durham 粘土的含水量与孔隙比之间的关系。膨胀曲线的斜率确定了膨胀系数 a_{ms} 与含水量系数 b_{ms} 之间的比值。在从土-水特征曲线的浸湿段确定

了含水量系数 b_{ms} 之后，膨胀系数 a_{ms} 便可从膨胀曲线算出。

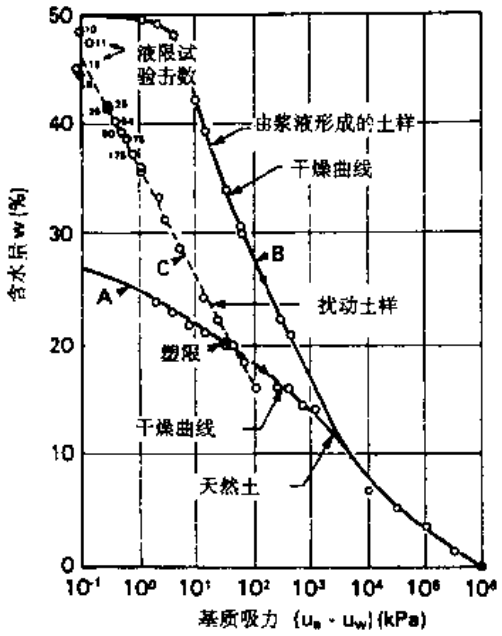


图 13.7　一种粉土的土-水特征曲线（引自 Croney 和 Coleman，1954）

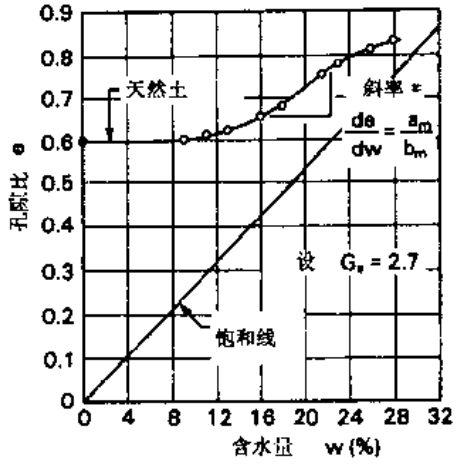


图 13.8　一种粉土的收缩关系（引自 Croney 和 Coleman，1954）

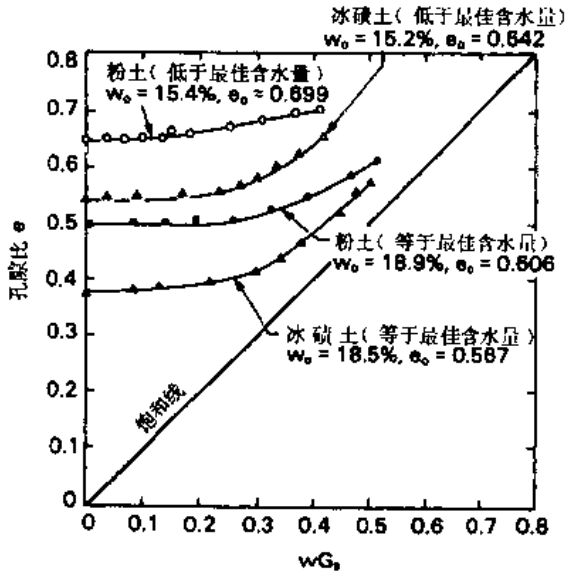


图 13.9　压密粉土和冰碛土的收缩关系（引自 Ho 和 Fredlund，1989）

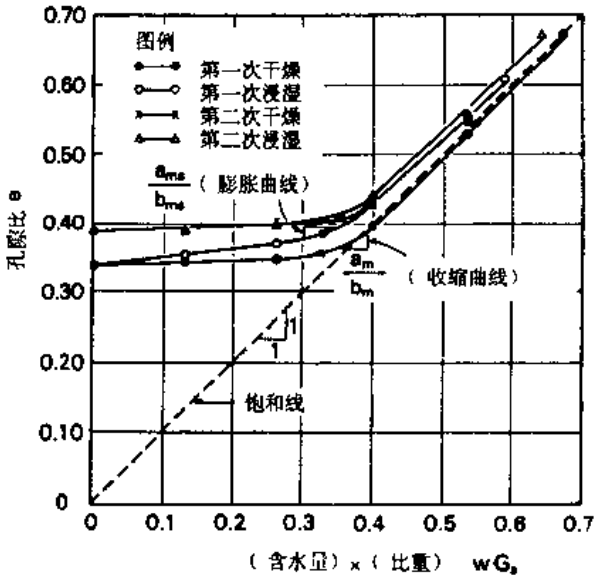


图 13.10　Durham 粘土的无侧限收缩与膨胀曲线（引自 Haines，1923）

13.2　试验步骤和设备

本节将讨论量测体积变化系数需要进行的试验及设备。首先讨论确定加荷本构面的体积变化系数的试验和设备。土力学试验室的常规试验设备即可用来量测非饱和土的体积变化系数（Ho 和 Fredlund，1989；Rahardjo 等，1990；Ho 等 1992）。

然而，在进行非饱和土的试验时，尚需考虑若干试验步骤方面的因素。在讨论试验步骤时将对这些因素一一进行说明。同时，还将给出典型的试验结果。以之来说明确定体积变化系数的技术。本节的最后部分将说明确定卸荷本构面体积变化系数所需的试验与设备。

13.2.1 加荷本构面

加荷条件下各体积变化指数之间的关系可在一幅图中用若干截面曲线更直观地表现出来（图 13.11）。这些数据称为截面曲线是因为曲线与某一应力状态变量为零的平面相对应。在孔隙比面上的曲线 1 和 2（图 13.11（a））合并示于图 13.11（b）。曲线 1 和 2 的斜率分别称为净法向应力面和基质吸力面上的体积变化指数 C_t 和 C_m。含水量面上的曲线 3 和 4（图 13.11（c））合并示于图 13.11（d），并可将含水量 w 与比重 G_s 相乘（即 wG_s），以得到与绘制孔隙比数据同样的座标比例尺。这就是说，图 13.11（c）中的曲线 3、4 转绘于图 13.11（d）时，其纵座标值改变了 G_s 倍。结果，在图 13.11（d）中，曲线 3 和 4 的斜率为 G_s 与体积变化指数的乘积（即分别等于（D_tG_s）和（D_mG_s））。

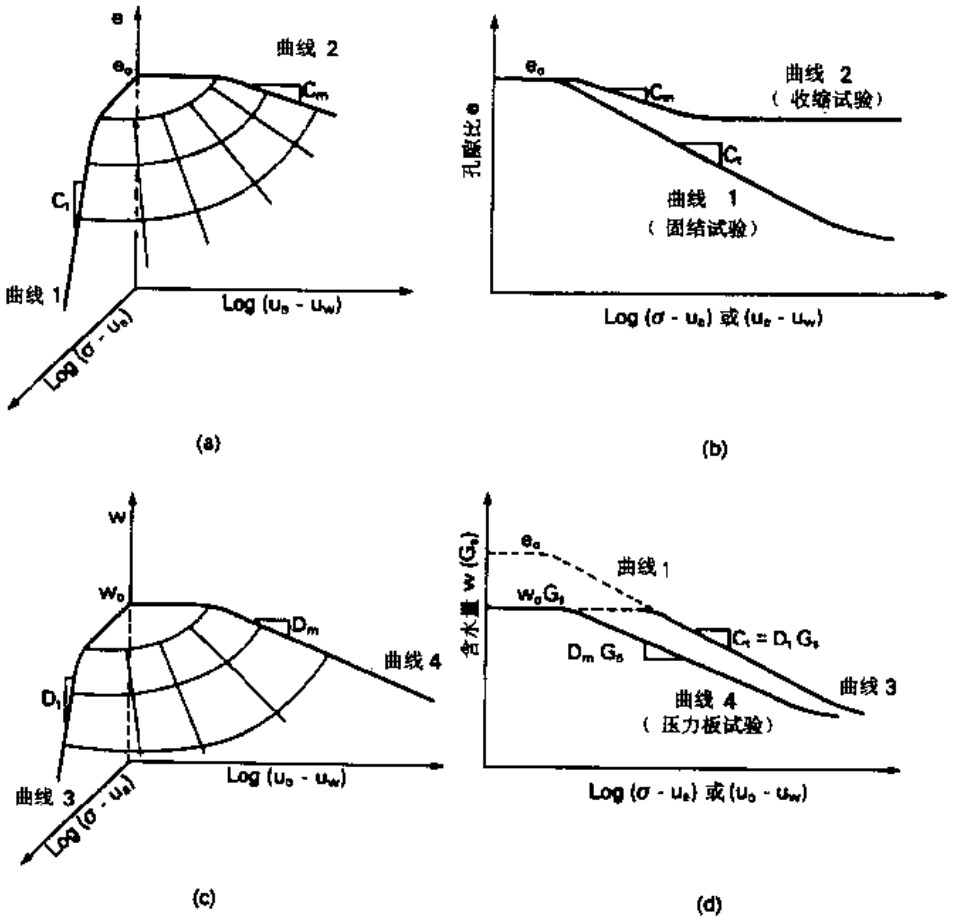


图 13.11 非饱和土的孔隙比与含水量的本构关系 （a）孔隙比与对数应力变量之间的关系；（b）孔隙比面与（$\sigma - u_a$）或（$u_a - u_w$）面之间的截面曲线；（c）含水量与对数应力状态变量之间的关系；（d）含水量面与（$\sigma - u_a$）或（$u_a - u_w$）面之间的截面曲线

图 13.11 中的曲线 1 实质上是土在饱和状态（即（$u_a - u_w$）= 0 或 $u_a = u_w$）下的固结

曲线。在一个较宽的加荷范围内，孔隙比与净法向应力的对数之间的关系呈线性。曲线 1 的斜率 C_t 等于饱和土的压缩指数 C_c。图 13.11（d）中的曲线 3 与从图 13.11（b）中得到的曲线 1 相重合，因为当土饱和时，含水量乘以比重等于孔隙比。因此，含水量指数 D_t 可由（C_t / G_s）算出。

图 13.11 中的曲线 4 即土-水特征曲线（干燥曲线），可从压力板试验得到（见下节）。收缩曲线（将在下节中解释）与土-水特征曲线中的干燥段相结合便得图 13.11 中的曲线 2。这就是说，四条体积变化曲线，以及相应的指数（即 C_t、D_t、D_m 和 C_m）都可从常规的土工试验中得到。

将曲线 1、2、3 和 4 画在同一幅图中，见图 13.12。该图实际上就是图 13.11（b）和（d）的综合。图 13.12 中的箭头表示曲线 2 和 4 的变形方向。当土的初始饱和度增加时，两条曲线趋近曲线 1，而曲线 1 则被认为在不同初始饱和度条件下都保持常数。当土饱和时，孔隙比与含水量曲线是同一的，它们仅在对净法向应力或有效应力（$\sigma - u_w$）的座标中发生变化（图 13.12 中的曲线 1）。

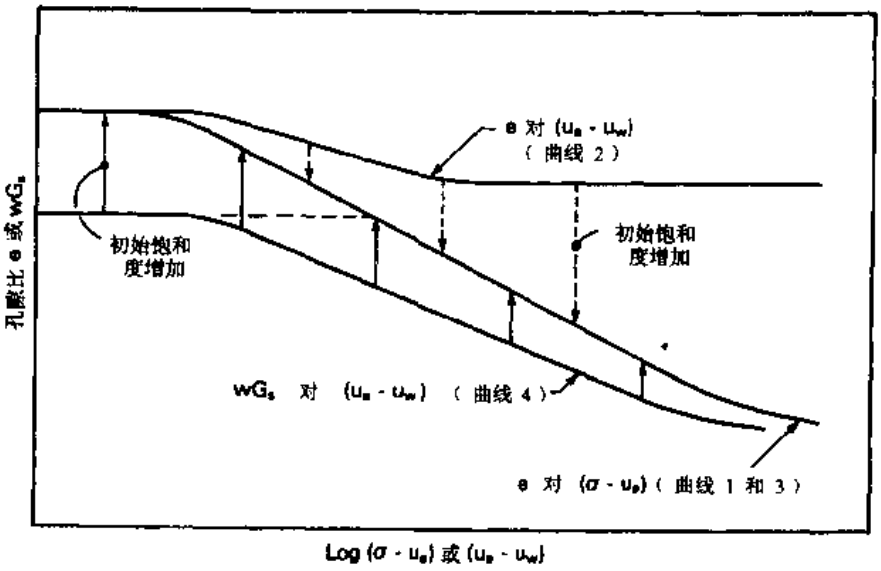


图 13.12　描述非饱和土质量与体积变化性状的各曲线之间的关系

固结试验

非饱和土样（如压实土样）的固结试验步骤见 ASTM D4546 规定。该规定给出了土样在固结试验前进行浸湿的三种方法，浸湿使土的基质吸力达到零，这样的结果可用于计算土的膨胀势。浸水可在“常体积”（图 13.2（b））或“自由膨胀”（图 13.2（a））条件下进行。图 13.11 和 13.12 中的曲线 1 是试验开始时用“常体积”方法浸湿得到的固结试验结果。试样浸湿并延续一定时间达到平衡之后，便可用与饱和试样相同的常规固结试验步骤（ASTM D2435）进行试验。绘制孔隙比降低与有效应力（$\sigma - u_w$）的对数之间的关系，得到示于图 13.11 和 13.12 中的曲线 1 和 3。

压力板干燥试验

土的土-水特征曲线（图 13.11 和 13.12 中的曲线 4），反映土的含水量与基质吸力之间

的关系。在非饱和土中，孔隙气压力 u_a 一般即为大气压力（即 $u_a = 0$），孔隙水压力 u_w 为负值。孔隙气压力与孔隙水压力之差称为土的基质吸力（$u_a - u_w$）。在试验室中，可在保持孔隙水压力为零的情况下用施加正的孔隙气压力的方法对土样施加基质吸力。因此，试样中的基质吸力（即（$u_a - u_w$），其中 u_w 保持为零时）可以通过施加不同的空气压力而加以改变。这种方法称为轴平移技术（Hilf，1956），已在第 6 章介绍过。

美国加利福尼亚州 Santa Barbara Soilmoisture 仪器公司生产的那种压力板仪，可用于测定土-水特征曲线。通常在压力板仪中对土样施加不同的基质吸力，这种试验称为压力板试验（ASTM D2325）。压力板仪由空气压力室及置于其中的高进气值陶瓷板组成。高进气值陶瓷板经过饱和，并与板下面的分隔室内的水保持接触。分隔室中的水压力保持为零。

Tempe 压力仪和体积压力板仪是另外两种仪器，可用于施加较低值的基质吸力（不大于 200kPa）。这类设备及其操作方法已在第 6 章中作过介绍。用于施加较高基质吸力（可达 1500 kPa）的相类似设备示于图 13.13、13.14 和 13.15。薄膜压力板仪用赛璐珞膜代替高进气值陶瓷板。此外，在薄膜压力板仪的盖上附有一层压力膜。依靠压力调节器使压力膜后面的压力总是高于压力板仪内的压力，以保证试样在试验过程中同赛璐珞膜保持接触。这样做在施加较高的基质吸力时特别重要，因为在这种情况下试样可能发生显著收缩。

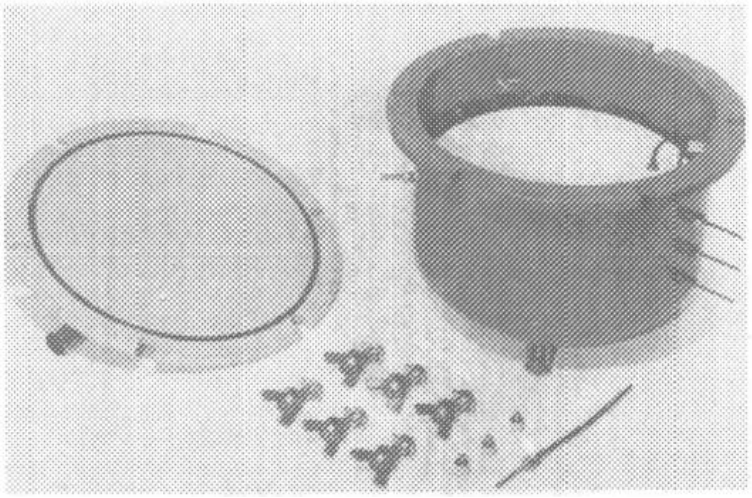


图 13.13 5 巴的陶瓷板压力板仪（最大可施加基质吸力 500kPa）（照片由美国加利福尼亚州 Santa Barbara Soilmoisture 仪器公司提供）

试验时将试样置于板上，然后在密闭的气压室内加压达所需的基质吸力。只要施加的基质吸力不高于板的进气值，板就不会让空气通过。板的进气值与陶瓷板的微孔直径有关。因此，板的进气值和气压室的强度决定可施加于试样的最大空气压力（或基质吸力）。

施加基质吸力使土中孔隙水通过板排入板下面的分隔室中。如只做一个土样的试验，则可将量管接于分隔室上，量测水体积的变化。达到平衡时，土的含水量将由于基质吸力的增加而降低至某一数值。每一平衡条件下土的含水量都可从水体积变化的量测结果算出。如同时进行不止一个试样的试验，则在每一压力下达到平衡后都必须拆开压力室，量测各试样的重量。同时进行几个试样的试验时，常用 5 巴和 15 巴的陶瓷板压力板仪进行。根据平衡含水量与基质吸力的对数之间的关系，便可画出图 13.11 和 13.12 中的曲线 4。

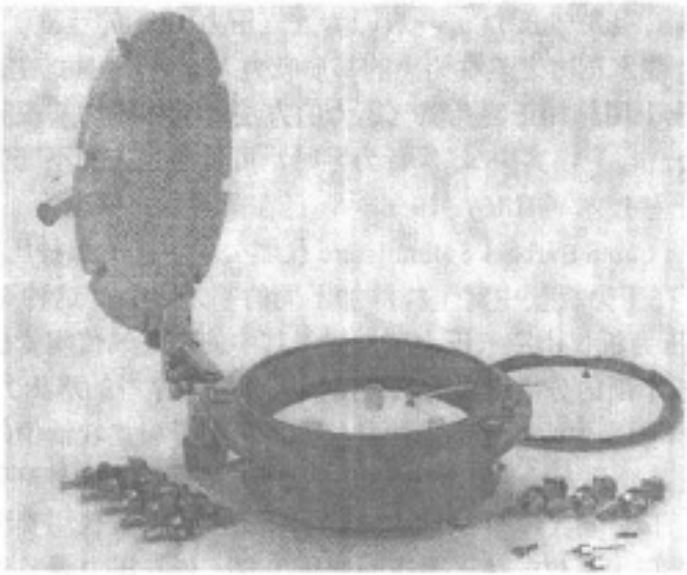


图 13.14　15 巴的陶瓷板压力板仪（最大可施加基质吸力 1500 kPa）（照片由美国加利福尼亚州 Santa Barbara Soilmoisture 仪器公司提供）



图 13.15　薄膜压力板仪（照片由美国加利福尼亚州 Santa Barbara Soilmoisture 仪器公司提供）

收缩试验

土的收缩曲线表示在不同基质吸力下孔隙比与含水量之间的关系。可让试样风干，也可

让其在压力板仪中经受不同的基质吸力。两种情况都可测出试样在不同平衡状态时的孔隙比和含水量。如果采用让试样缓慢风干的方法，则需在不同时间间隔将试样遮盖起来，使之达到平衡。

孔隙比的精确测量可按缩限试验（ASTM D427）采用的技术进行。缩限试验需要测定试样的总体积，总体积测量的标准方法是水银置换法：将试样浸没于一个盛满水银的杯子内（图 13.16），在浸没过程中排出的水体积可转换成试样总体积。

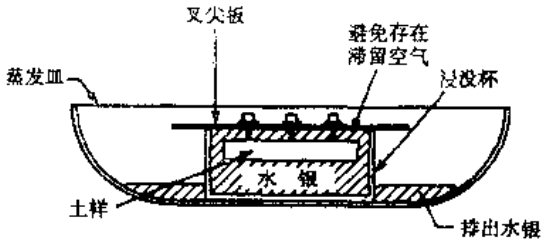


图 13.16 缩限试验中试样的浸没
（引自 Head，1984）

总体积也可用卡尺直接测量。将基质吸力增加时孔隙比的减小和含水量的降低点绘出来，即可求得收缩曲线。

体积变化指数的确定

Ho（1988）进行了均匀粉土和冰碛土的试验，它们的指标特性示于表 13.1。土样制备时尽量使其初始条件接近一致。每种土样在烤箱中烘干，然后与事先定量的蒸馏水用手工拌和。将湿土置于塑料袋中密封，放到常湿、常温室中养护。同种土的组间含水量差要控制在 5 %以内。在低于或者等于最佳含水量的初始条件下，用 AASHTO 规定的标准压实功能的 1 / 2 静压形成试样。试验用的粉土和冰碛土的压实特性见表 13.1。

试验使用的粉土和冰碛土的指标特性　　表 13.1

	粉土	冰碛土
液限	26.7	33.2
塑限	14.9	13.0
塑性指数	11.8	20.2
砂粒百分含量	25.0 %	32.0 %
粉粒百分含量	52.0 %	39.0 %
粘粒百分含量	23.0 %	29.0 %
比重 G_s	2.72	2.76
半标准力的压实：		
（最佳含水量）$w_{optimum}$	19.0 %	18.75 %
（最佳干密度）$\gamma_{dmaximum}$	16.65 kN / m^3	17.12 kN / m^3

在低于和等于最佳含水量的初始条件下，对压实的粉土和冰碛土试样进行体积变化和含水量变化试验（即固结、压力板和收缩试验），根据试验数据确定土在上述两种压密条件下的体积变化指标。

下面采用在低于最佳含水量条件下压实的粉土试样的数据来说明求取体积变化指数的方法。粉土试样的固结试验结果示于图 13.17。固结试验是用“常体积”法进行的。加荷曲线相当于图 13.11 和 13.12 中的曲线 1 和 3，它们的斜率分别等于 C_t 和（D_tG_S）。粉土的土-水特征曲线（图 13.18）由压力板试验得到。为了使孔隙比与含水量的图示能够结合起来，将含水量乘以比重 G_s，如先前在图 13.12（曲线 4）中所示。该曲线的斜率等于（D_mG_S）。

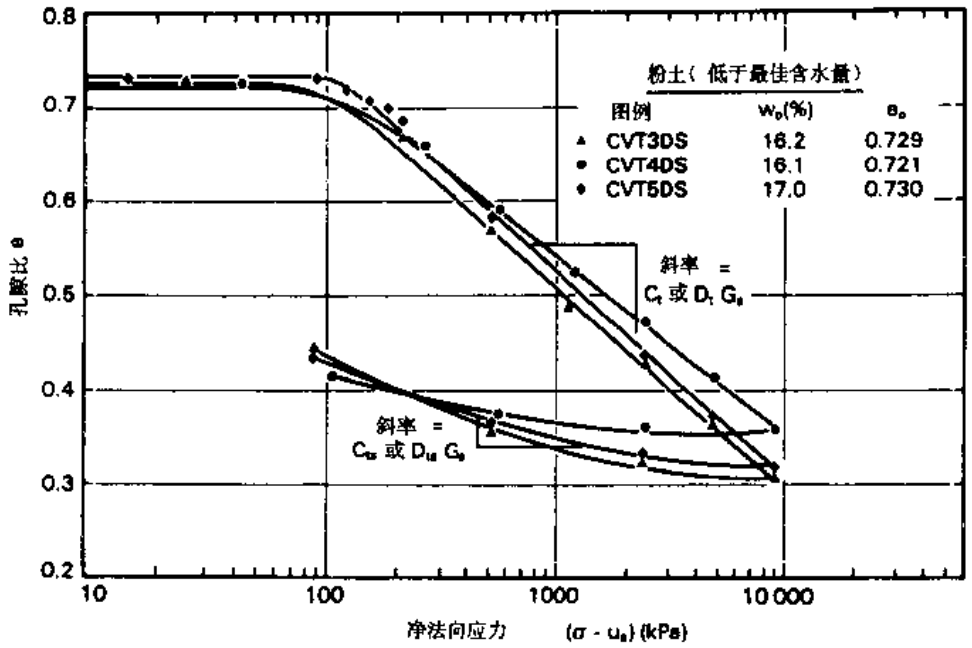


图 13.17　压实粉土的一维“常体积”固结试验结果

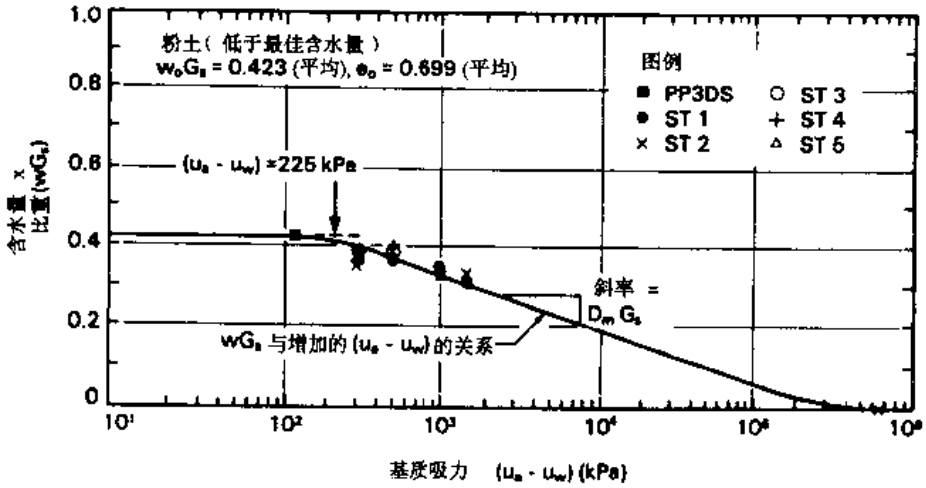


图 13.18　从对低于最佳含水量压实粉土进行的压力板试验得到的土-水特征曲线

压实粉土的收缩曲线示于图 13.19 。利用图 13.19 （ a ）中的收缩关系，可以找出图 13.18 与不同含水量对应的孔隙比。这样，用图 13.18 和 13.19 （ a ）便可得出孔隙比与基质吸力之间的关系（图 13.11 和 13.12 中的曲线 2 ）。收缩曲线的斜率（即 $de / d\ (wG_s)$ 或 $(\partial e / \partial (u_a - u_w)) / (\partial (wG_s) / \partial (u_a - u_w))$）即等效于两体积变化指数之比（即 $C_m / D_m G_s$）。

由图 13.17 ， 13.18 组合得到的图及曲线 2 （由图 13.18 和 13.19 （ a ）得到）表示于图 13.20 ，该图给出了压实非饱和粉土的体积变化特性。各体积变化指数（即 C_t、C_m、D_t 和 D_m）均可从图 13.20 算出。到此，由于总应力或基质吸力的增加而引起的孔隙比和含水量变化，可以用算出的体积变化指数来预测了。

其它的压实粉土和冰碛土试样也进行了同样的试验。图 13.19 （ b ）归纳了不同压实试

样的收缩试验结果。压实粉土和冰碛土的典型体积变化关系示于图 13.21 、 13.22 和 13.23 。这些关系与图 13.20 给出的十分相似。计算得出的压实粉土与冰碛土的各体积变化指数列于表 13.2 中。如第 12 章介绍的，上述各指数可转换为其它的体积变化系数，如“ m_1 和 m_2 ”或“ a 和 b ”。

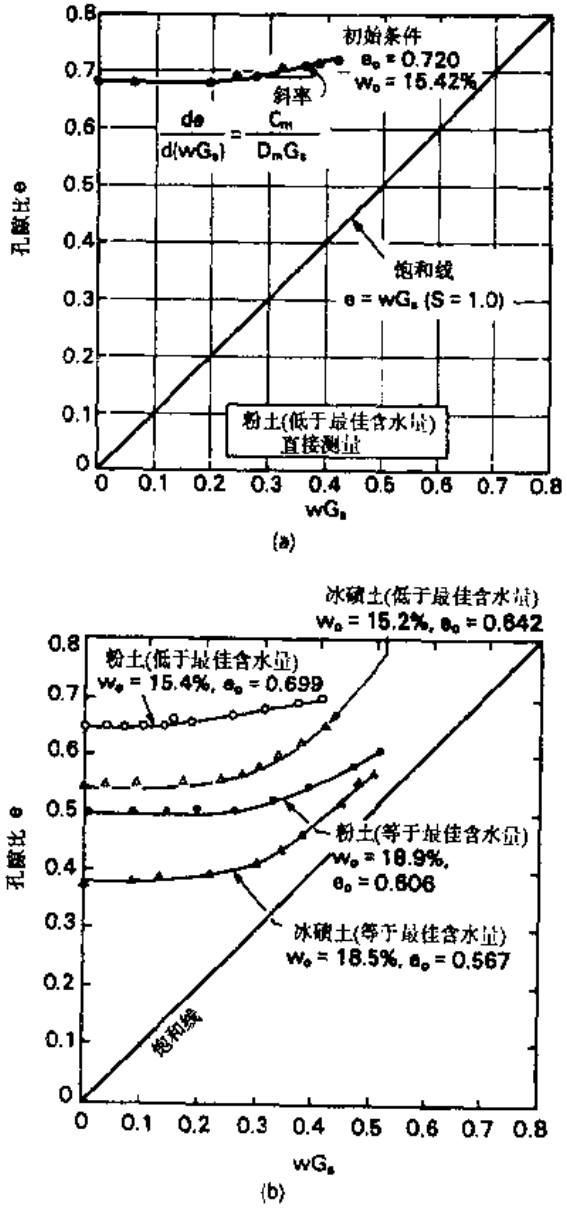


图 13.19 压实粉土和冰碛土的收缩试验结果 （a）压实粉土的收缩试验数据；（b）压实粉土和冰碛土的收缩试验数据

总之，固结试验、压力板试验和收缩试验是为求得非饱和土加荷过程的体积变化指数所必须进行的试验，这些试验可用常规的土力学试验方法进行。根据试验结果便可得出非饱和土的体积变化关系。

试验测定的体积变形指标[①]　　表 13.2

土类[②]	一维加荷					土类[②]	一维卸荷					
	w_0G_s	e_0	C_t 或 D_tG_s	C_m	D_mG_s		w_0G_s	e_0	C_{ts}[③]	$D_{ts}G_s$[④]	C_{ms}	$D_{ms}G_s$
DS	0.420	0.699	0.196	0.030	0.124	DS	0.419	0.702	0.040	0.126	0.033	0.263
DS	0.424	0.700				DS	0.421	0.699				
OS	0.516	0.606	0.177	0.082	0.158	OS	0.517	0.616	0.055	0.076	0.052	0.101
OS	0.511	0.609				OS	0.514	0.609				
DT	0.427	0.642	0.206	0.089	0.159	DT	0.436	0.693	0.066	0.084	0.056	0.122
OT	0.516	0.567	0.179	0.106	0.171	OT	0.523	0.571	0.037	0.057	0.024	0.060

注：① 所有指数都应带有负号，符号定义见第 12 章；

② “DS”表示粉土，初始含水量低于最佳含水量，

“OS”表示粉土，初始含水量等于最佳含水量，

“DT”表示冰碛土，初始含水量低于最佳含水量，

“OT”表示冰碛土，初始含水量等于最佳含水量；

③ 卸荷曲线的平均斜率；

④ 卸荷曲线直线段的斜率。

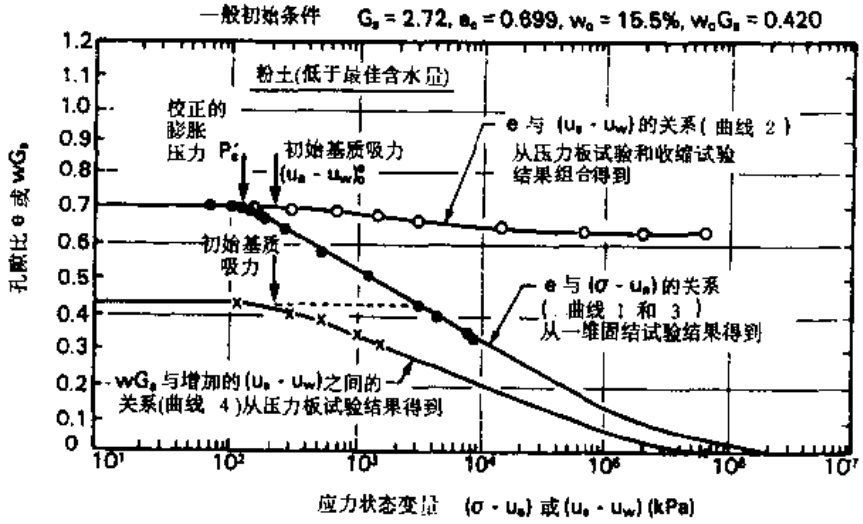


图 13.20　在低于最佳含水量条件下压实粉土的体积变化关系

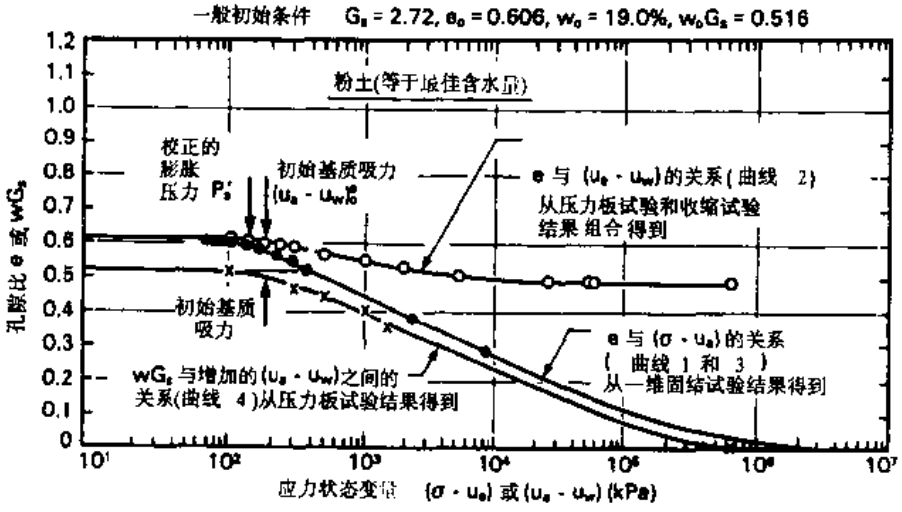


图 13.21　在最佳含水量条件下压实粉土的体积变化关系

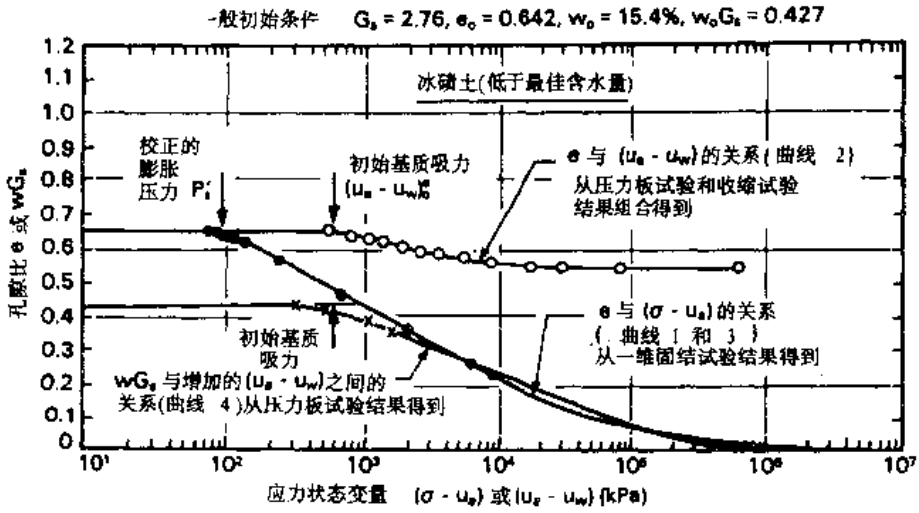


图 13.22 在低于最佳含水量条件下压实冰碛土的体积变化关系

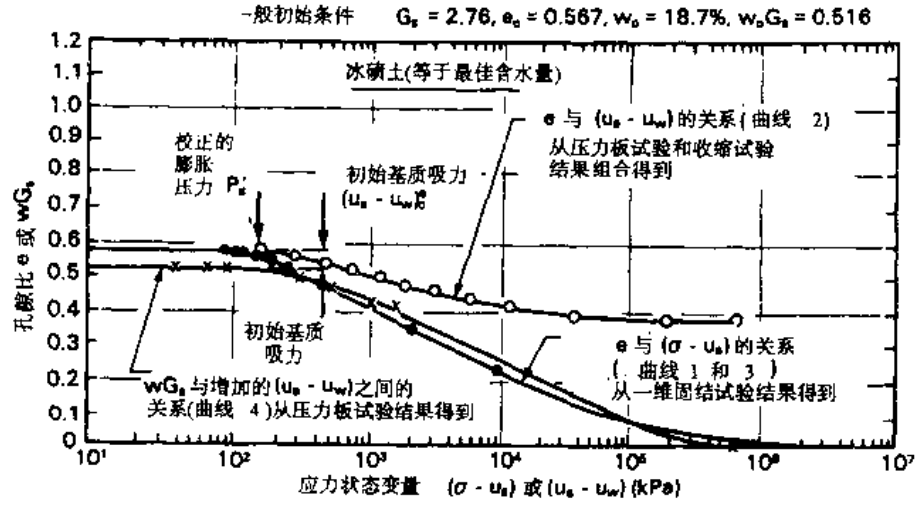


图 13.23 在最佳含水量条件下压实粉土的体积变化关系

与过渡平面有关的体积变化指数的确定

半对数座标系中的整个孔隙比本构面近似于三个平面，如图 13.24 所示，并已在第 12 章中作过介绍。体积变化指数 C_t 和 C_m 分别与正交平面 I 和III相对应，并可由前面介绍过的试验结果来确定。体积变化指数 C_t' 和 C_m' 则与过渡平面 II 相对应，可由作图法确定。本节将对此进行介绍。所介绍的方法适用于具有稳定结构的土。

图 13.25 说明在“常体积”固结试验基础上测得的指数 C_t 和 C_m 值，用图解确定指数 C_t' 和 C_m' 的方法。第一步是确定校正后的膨胀压力 P_s'，在下节中将对此作详细介绍。校正的膨胀压力确定之后，便可画出图 13.25 中的 A 点，其座标为（$\log P_s'$）和 e_0，e_0 是初始孔隙比。通过 A 点画一条斜率为 C_t 的直线，截得收敛孔隙比 e^*（各条直线收敛于此点）。

第二步是确定初始基质吸力 $(u_a - u_w)_0^e$。通过收敛孔隙比 e^* 可画一斜率为 C_m 的直线，见图 13.25。该线与初始孔隙比（e_0）线相交，其交点即初始基质吸力的对数值（即 $\log(u_a - u_w)_0^e$）。

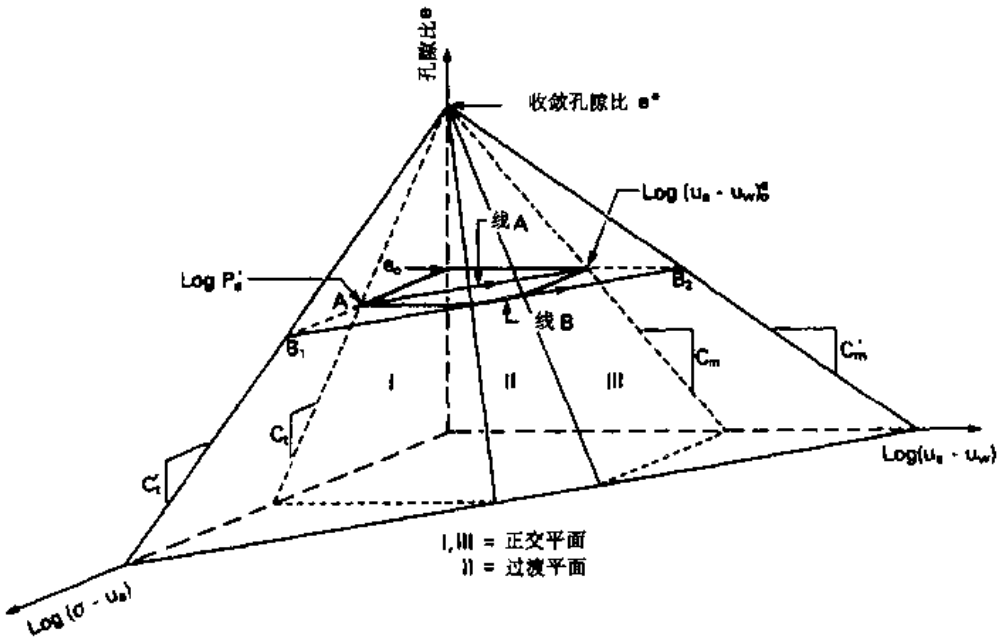


图 13.24　孔隙比的对数座标本构面示意

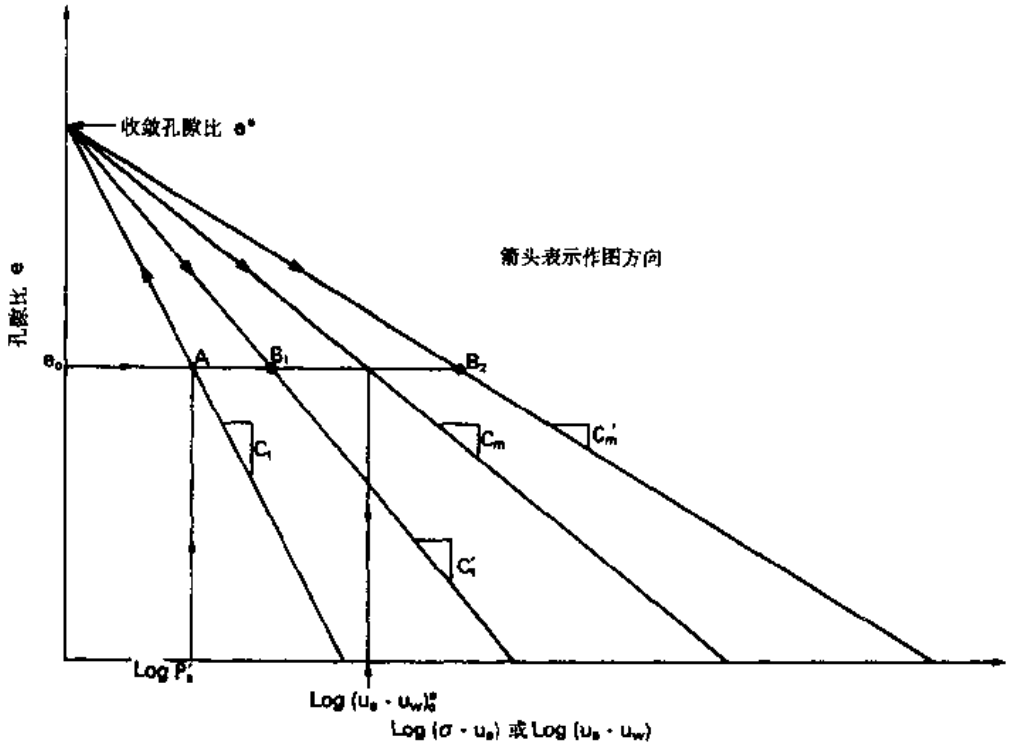


图 13.25　体积变化指数的图解法

P_s' 和 $(u_a - u_w)_0^e$ 的数值将用来确定常孔隙比面上 B_1 和 B_2 点的位置（图 13.26）。代数座标图中的常孔隙比直线必须转化到对数座标[1] 图上，如图 13.26（b）所示。用一条直线“A”连接 $\log P_s'$ 和 $\log(u_a - u_w)_0^e$ 两点，“A”线构成图 13.26（b）中渐近曲线的弦。作“B”线与渐近曲线相切并平行于“A”线，“B”线分别于 B_1 和 B_2 点与 $\log(\sigma - u_a)$ 和 $\log(u_a - u_w)$ 二轴相交。这样，B_1 和 B_2 点在初始孔隙比线上的横座标便求出来了。

第三步是从收敛孔隙比 e^* 点作直线，通过初始孔隙比线上的 B_1 和 B_2 点（图 13.25）。这两条直线的斜率等于过渡面 II 上的指数 C_t' 和 C_m'（图 13.24）。

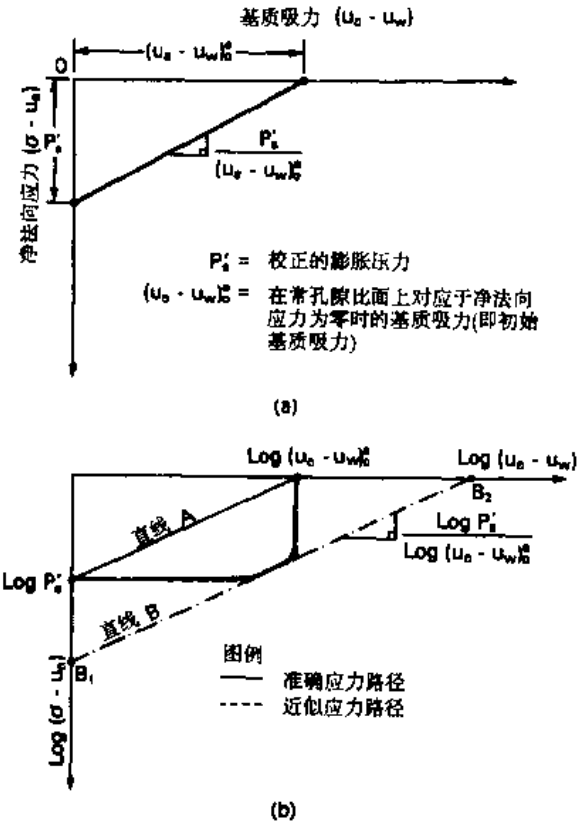


图 13.26 从“常体积”固结试验结果绘制 A 线和 B 线（a）在代数座标中的“常体积”应力平面；（b）在对数座标中的“常体积”应力平面

以上步骤是用于确定半对数座标孔隙比本构面中与过液面 II 有关的体积变形指数的，对于代数座标本构面，则假定从极值平面（即（$\sigma - u_a$）= 0 面和（$u_a - u_w$）= 0 面）求得的体积变化系数可应用于常孔隙比面和常含水量面上的每一状态点。这一假定的意义已在第 12 章中作过介绍。

压力板试验的典型结果

从压力板试验得到的土-水特征曲线是非饱和土液相本构面的重要组成部分。与总应力相比，原位非饱和土的基质吸力常常经受更为显著和频繁的变化。气候变化使土经历干燥和浸湿过程；另一方面，对土施加的总应力却很少变化。所以，当土经历干燥和浸湿时，为预测非饱和土含水量的变化，了解其土-水特征曲线的性质就十分重要了。

Croney 和 Coleman（1954）总结了若干种土-水特征曲线。这些曲线反映了不可压缩和可压缩土的不同性状。图 13.27 比较了软白垩土与硬白垩土的土-水特征曲线，二者是相对不可压缩的。在基质吸力较低时，这种不可压缩土的干燥曲线基本上呈现含水量保持常数的趋势，而当吸力较高时，含水量迅速降低。含水量开始迅速降低的点象征土的进气值。数据显示硬白垩土的进气值高于软白垩土。在硬白垩地层成层过程中的高先期固结压力造成它的平均孔隙尺寸比软白垩土要小。

另一个必须注意到的特征是，在高基质吸力时，硬、软白垩土的干燥曲线变得一致起来（图 13.27）。这表明在高基质吸力时，两种土具有相似的孔隙尺寸分布。两种土的干燥与浸湿曲线之间都存在显著的滞后。

[1] 原文为“半对数座标”，疑有误。在三维座标中才是半对数——译者。

初始含水量对不可压缩拌和土的干燥曲线的影响示于图 13.28 。

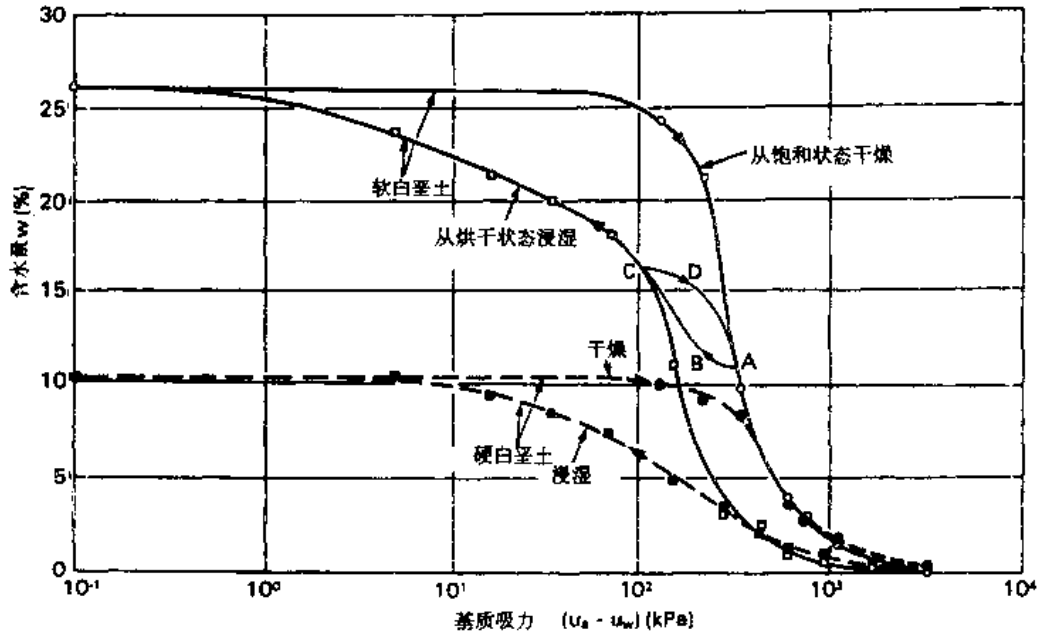


图 13.27　具有不可压缩结构的软白垩土和硬白垩土的土-水特征曲线（引自 Croney 和 Coleman， 1954 ）

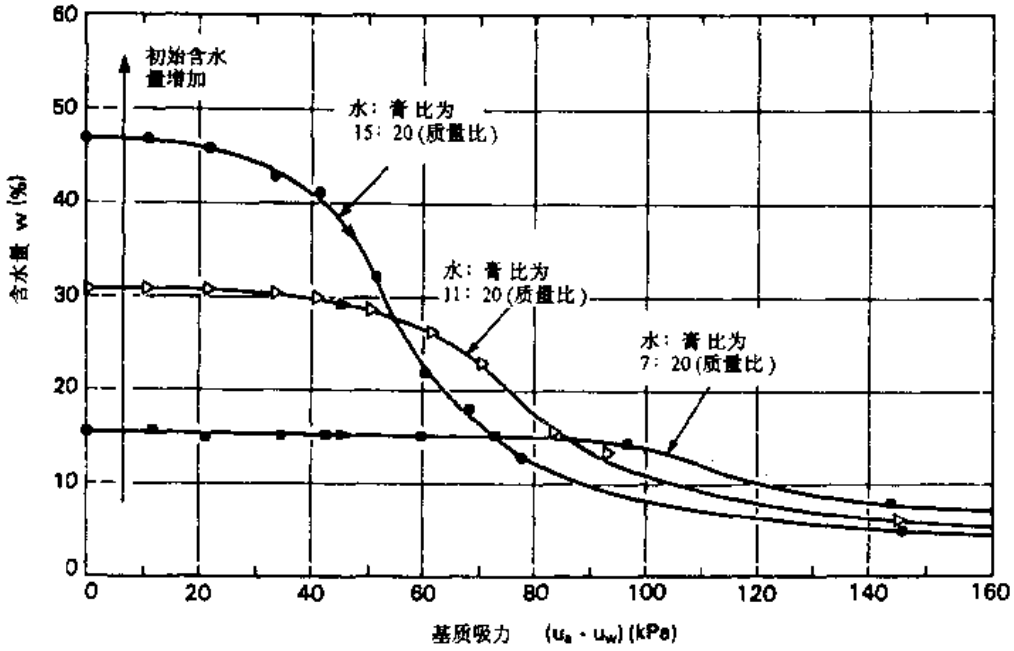


图 13.28　初始含水量对不可压缩拌和土干燥曲线的影响（引自 Croney 和 Coleman， 1954 ）

土的初始含水量的增加会使进气值降低。这是由于初始含水量较高的拌和土具有较大的孔隙尺寸。这种土在较低基质吸力下就能很快地排水，这就造成当基质吸力高于进气值时，具有较大孔隙的土的含水量低于孔隙较小者。换言之，为了使土开始降低饱和度，具有较低

初始含水量（或较小孔隙尺寸）的土需要较大的基质吸力值，并且从孔隙中排水的速率也较低。

不可压缩土的初始干密度对土-水特征曲线的影响与前述初始含水量的影响类似。当不可压缩土的初始干密度增大时，其孔隙尺寸较小，进气值较高，如图 13.29 所示。高密度试样在降低饱和度过程的脱水速率要低于低密度试样，这就造成当基质吸力高于进气值时，高密度试样的含水量大于低密度试样。此外，高密度试样的滞后性较低密度试样所显示的为低。

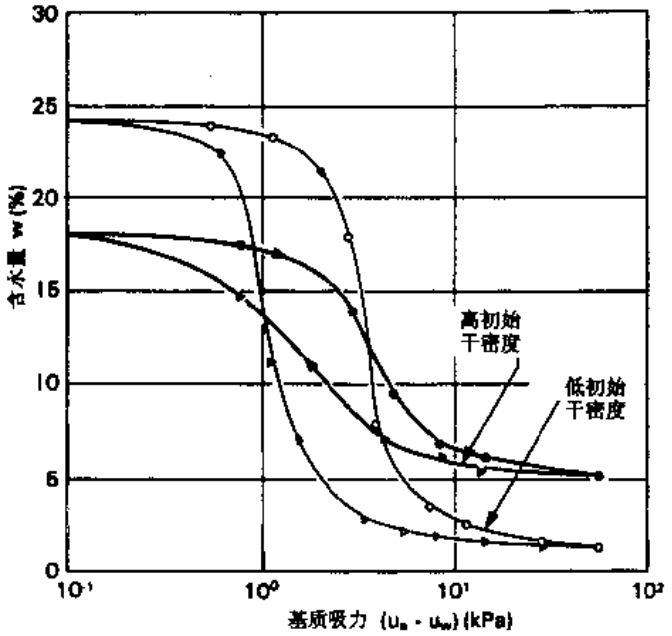


图 13.29 初始干密度对压密粉砂土-水特征曲线的影响(引自 Croney 和 Coleman， 1954)

Croney 和 Coleman （ 1954 ）利用伦敦粘土的土-水特征曲线来说明可压缩土在浸湿和干燥过程中的性状（图 13.30 ）。在干燥过程中，含水量的逐渐降低造成土的进气值不十分清晰。在此情况下，必须将土的收缩曲线（图 13.31 ）与土-水特征曲线一起使用，来确定土的进气值。收缩曲线清楚地表明了土的可压缩性质。在含水量达到 22 %之前，由于基质吸力的增加而造成的总体积的变化和水体积的变化基本相等。含水量高于 22 %时收缩曲线平行并接近于饱和线，表示已处于基本饱和状态。当含水量降低到 22 %以下时，土开始处于非饱和状态，导致收缩曲线与饱和线相分离。土的孔隙比达到极限值（ e = 0.48 ）时，对应的含水量为 0 %，在天然土中，与含水量 22 %相对应的基质吸力约为 1000 kPa，如土-水特征曲线（图 13.30 ）所示。

某些不可逆的结构变化会造成不可逆的体积变化，这主要发生在第一次干燥过程中，如图 13.30 中的曲线 *A* 所示。其后的浸湿和干燥循环分别沿曲线 *B* 和 *C* 进行（图 13.30 ）。曲线 *B* 和 *C* 的含水量比曲线 *A* 低，它们之间的差异反映了不可逆的体积变化。

图 13.30 中的曲线 *D* 是从一个初始状态为泥浆的试样得到的，在此情况下土的结构已部分扰动。曲线 *A* 是天然土的曲线，它与曲线 *D* 相交于基质吸力等于 6300 kPa 处，该值反映了这种粘土在地质历史上经受过的最大基质吸力。此最大基质吸力与饱和土的先期固结压力具有类似的意义，将在第 14 章中对此作进一步解释。天然土的曲线 *A* 、 *B* 和 *C* 与初始状态为泥浆的土的曲线 *D* 之间偏离，反映了土在过去的干燥与浸湿过程中的自然扰动。

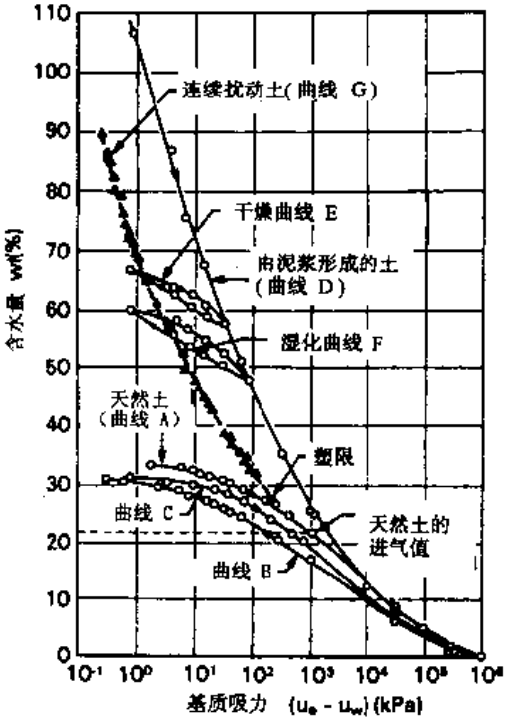


图 13.30　伦敦粘土的土-水特性曲线（引自 Croney 和 Coleman，1954）

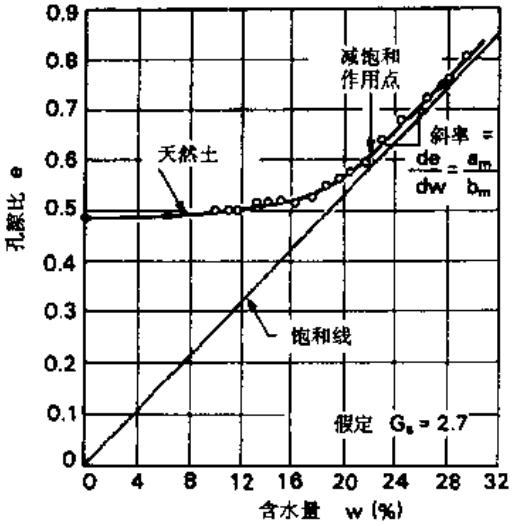


图 13.31　伦敦粘土的收缩曲线（引自 Croney 和 Coleman，1954）

在图 13.30 中画出了另一条曲线 G，这条曲线表示扰动土样的含水量与基质吸力之间的关系。曲线 G 并不是土-水特征曲线，因为曲线上的点是从具有不同结构的试样得到的。土-水特征曲线必须从单个试样或者几个具有“等同的”初始土结构的试样获得。对于伦敦粘土来说，曲线 G 看来具有唯一性，与土的基质吸力无关。当试样在常含水量情况下受到扰动时，干燥曲线 D 或曲线 A 上的状态点将移动到曲线 G 的相应点上。类似地，常含水量下的扰动，也会使任何浸湿曲线上的状态点移至曲线 G。所谓扰动可以是重塑或者全部搅拌。对于其它土也发现了类似曲线 G 的关系（见图 13.7）。这样，可以得出结论：对于扰动土而言，不论土结构、初始基质吸力或其初始状态路径为何，它的含水量与基质吸力之间的关系都存在唯一性（Croney 和 Coleman，1954）。

类似的关系在不同含水量和干密度条件下压实的土中也常观察到（见第 4 章）。这就是说，不管试样的压实干密度如何，压实土的含水量与基质吸力之间存在唯一的关系。

用固结试验成果确定原位应力状态

一维固结试验在确定非饱和膨胀土的原位应力状态和膨胀性质中是最常用的。固结仪只能用于进行净法向应力平面中的试验，因此假定有可能消除土中的基质吸力，并从净法向应力平面获得必要的土性参数和应力状态值。“自由膨胀”和“常体积”试验正是两种能够首先消除土的基质吸力的常用试验方法（图 13.2）。

“常体积”试验

首先考虑“常体积”固结试验。在此方法中，对试样施一标称加荷，并将其浸入水中。

由于负孔隙水压力消除达大气条件，试样产生膨胀趋势。试样趋于膨胀时加荷，使其保持常体积。如此持续直至试样不再呈现进一步的膨胀趋势，将相应于此点的加荷称为“未校正的膨胀压力” P_s。然后便可按常规方法继续对试样进行加荷与卸荷。

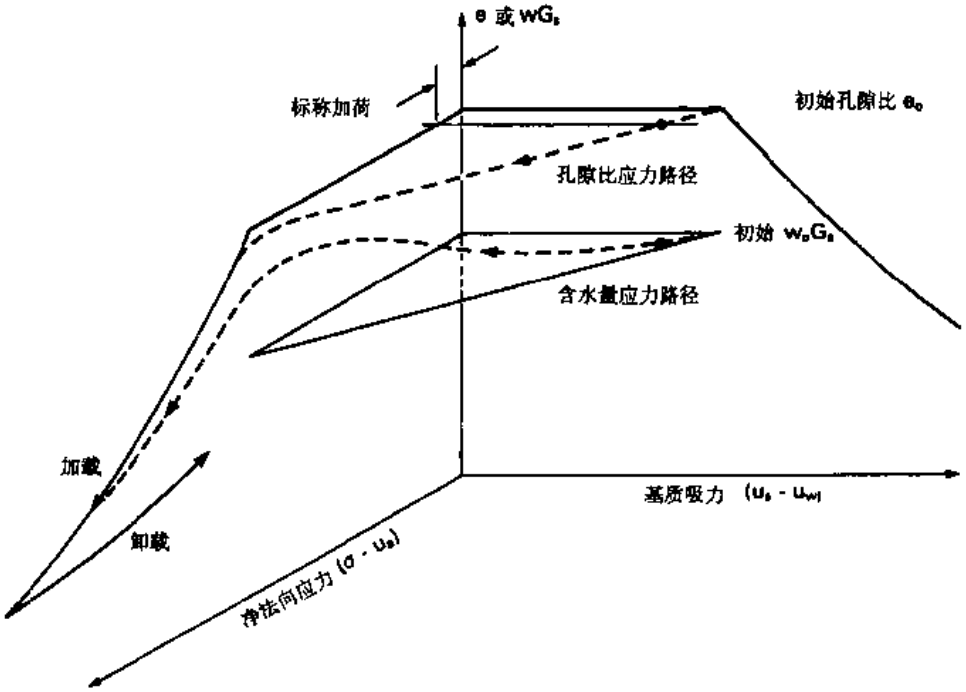


图 13.32 “常体积”固结试验的理想应力路径

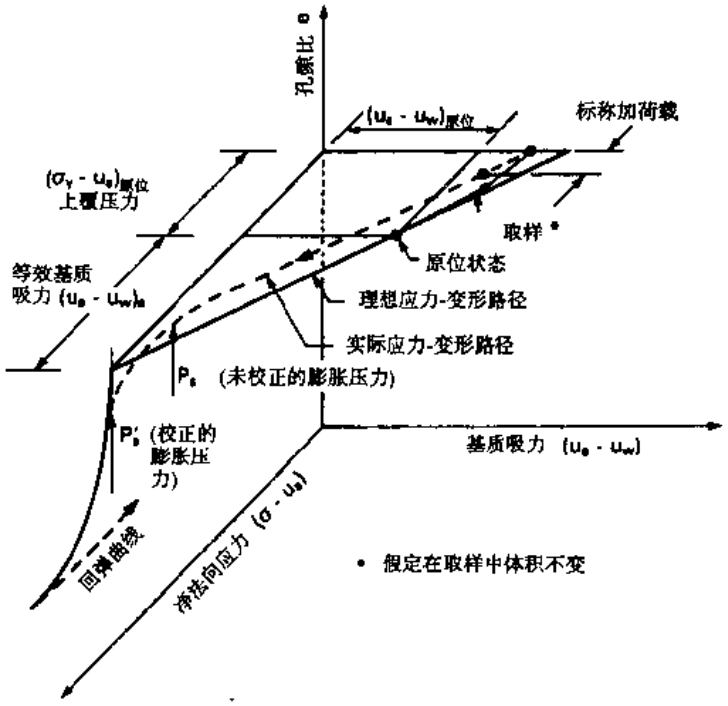


图 13.33 表示取样扰动影响的理想和实际的应力-变形路径

试验结果一般点绘成图 13.2 （b）所示形式，但使用以应力状态变量作为横轴的三维座

标（图 13.32），将使我们对试验过程中的实际应力路径看得更清楚，知道应力路径，才能对试验数据做出合理的解释。图中所示的是取土过程中有很小扰动情况下的孔隙比和含水量的应力路径。尽管为此，当趋近于净法向应力平面时，加荷路径还是表现出某种弯曲。实际上，应力路径受取样的影响还要更大些（图 13.33）。

岩土工程师很早就认识到取样扰动对确定饱和粘土先期固结压力的影响。在固结试验中，不可能使土样恢复到取样前的原位应力状态，从而使孔隙比与有效应力的关系（即固结曲线）呈现某种弯曲。然而，对于取样扰动对膨胀压力量测影响的重要性的认识，则仅仅在最近才受到重视（Fredlund，1980）。

取样扰动使按常规确定的膨胀压力 P_s 比“理想的”或“校正的”膨胀压力 P_s' 要低很多。“校正的”膨胀压力表示原位应力状态在净法向应力平面上的投影，它等于上覆压力加上原位基质吸力在净法向应力平面上的投影。原位基质吸力在净法向应力平面上的投影称为“等效基质吸力” $(u_a - u_w)_e$（Yoshida 等，1982）。等效基质吸力在数值上等于或小于原位基质吸力。原位基质吸力与等效基质吸力之差主要是土的饱和度的函数。工程师希望从固结试验中获得“校正的”膨胀压力，以便恢复原位应力条件。考虑取样扰动的方法将在后面讨论。

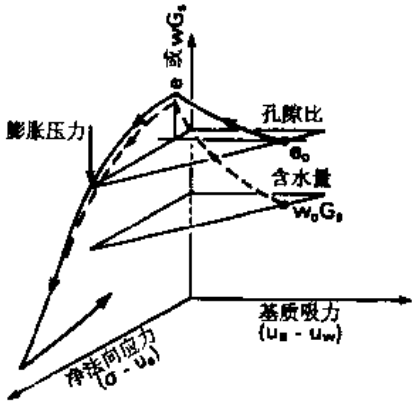


图 13.34　“自由膨胀”类型固结试验的应力路径

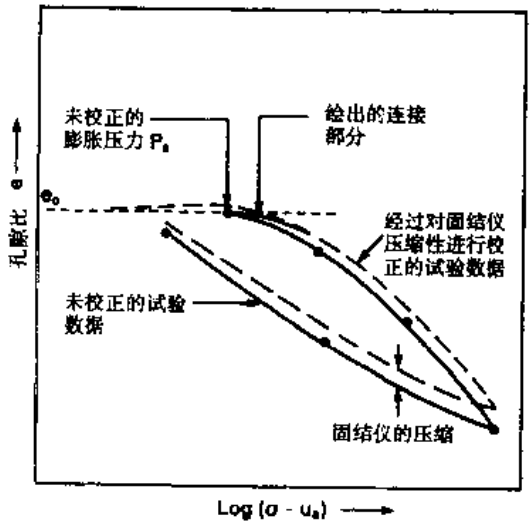


图 13.35　用室内试验数据对固结仪压缩性的校正

“自由膨胀”试验

在“自由膨胀”类型的固结试验中，试样的初始状态是在仅施一标称加荷下允许自由膨胀（图 13.2（a）和图 13.34）。将试样压回到其初始孔隙比所需的加荷称为膨胀压力。利用图 13.34 所示的两应力变量与孔隙比和含水量的三维座标图可以最清楚地看出试验遵循的应力路径。试验的局限性是其允许体积变化，这样，在估计原位应力状态时就包含了滞后效应。另一方面，这种试验方法又在某种程度上补偿了取样扰动的影响。

仪器压缩性的校正

建议采取下列步骤从“常体积”固结试验结果中求取“校正的”膨胀压力。在 ASTM[1] D4546 中详细地规定了试验方法，但在解释试验数据时，必须对这些数据进行校正，以考虑固结仪本身的压缩性影响。失水的膨胀土的压缩性很低，仪器的压缩性有可能对原位应力和回弹曲线斜率的估计产生重要影响（Fredlund，1969）。

由于土的低压缩性，需用一个钢塞代替土样来

[1] 美国材料试验学会（American Society for Testing Materials）缩写——编注。

测定仪器的压缩性，测到的变形量必须从土样试验中测到的变形量中减去。图 13.35 表示对试验数据进行校正的方法：先从初始孔隙比处画一条水平线，再将经过对仪器压缩性校正的再压缩曲线的上端向下方弯曲，并与之相接，以此得到校正的孔隙比与压力的关系曲线。

对取样扰动的校正

现在可进行对取样扰动的校正，取样扰动使土的压缩性增高，并使室内试样在原位孔隙比条件下不能恢复到原位应力状态。为估计土的先期固结压力，Casagrande（1936）提出过一种绘制室内试验曲线的经验方法来考虑取样扰动的影响。还有一些其他的作图法也曾被提出过（Schmertmann，1955）。我们建议用修正的 Casagrande 方法来确定土的“校正”膨胀压力。

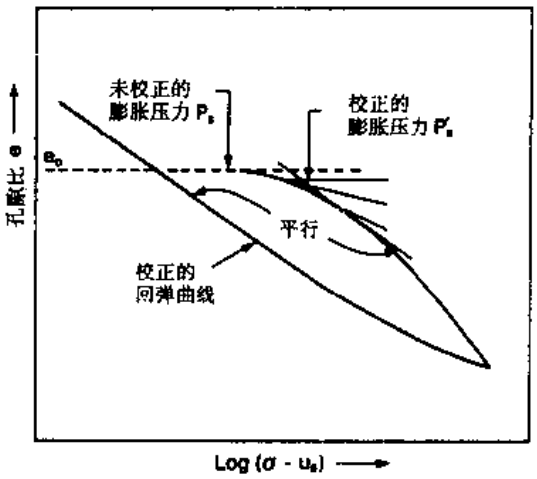


图 13.36 对取样扰动影响进行校正的作图方法

建议采用下列步骤确定“校正”膨胀压力：找出孔隙比与压力关系曲线最大曲率点的位置。曲线在此处向下弯曲，至再压缩分支（图 13.36）。通过此最大曲率点作一条水平线和一条切线，“校正”膨胀压力就定在这两条线夹角的平分线与平行于回弹曲线斜率、且与加荷曲线相切的直线相交的点上。

对室内量测的膨胀压力进行校正的必要性，可从几个方面来说明，首先，从早先确定正常固结土的先期固结压力的经验可以预期，这种修正是必要的；其次，试图使用“未校正”膨胀压力来预测总隆胀量往往得到过低的结果。使用“校正”膨胀压力进行预测，其结果在数量上常常可能比那些未经校正的计算结果大一倍；第三，如不对取样扰动进行校正，则经过干燥作用的沉积土的固结试验结果则难于分析。

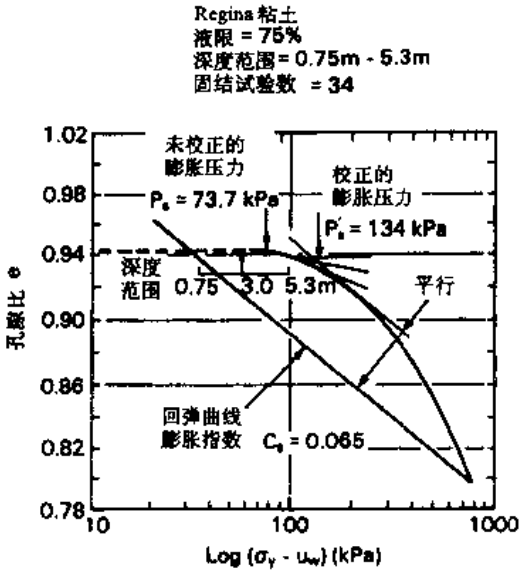


图 13.37 Regina 粘土固结试验的平均数据，说明校正膨胀压力的必要性

图 13.37 示出根据 34 个试验得出的 Regina 粘土平均固结曲线。这种土系冰期前的湖相沉积，天然含水量接近塑限（Fredlund 等，1980），液限平均为 75 %。该地区属半干旱气候，地层内未见地区性地下水位的明显踪迹。土很坚硬，预期这种土会具有很高的膨胀压力。然而固结试验结果表明，如果不对取样扰动进行校正，则膨胀压力仅仅略高于平均上覆压力。这种土很容易被误认为低膨胀性粘土。但实际上，这种土的膨胀问题很普遍，总膨胀量可达 5 ～ 15 cm 左右。从大于 5.5 m 深处取出的试样，常常显示“未校正”的膨胀压力小于上覆压力。这就是说，为解释这种土的原位应力状态，对取样扰动的校正是不可不做的。

图 13.38 给出两种天然土的“校正”和“未校正”膨胀压力数据的比较。数据表明，“校正”膨胀压力可能大于“未校正”膨胀压力的 300 %。

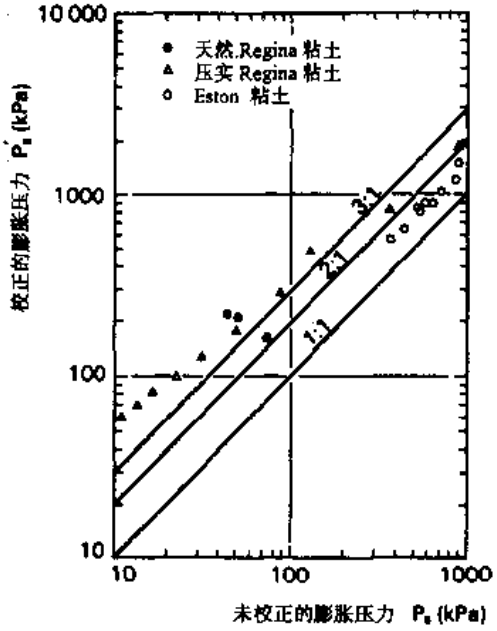


图 13.38　对取样扰动进行校正后膨胀压力的改变

13.2.2　卸荷本构面

孔隙比和含水量的卸荷本构面分别示于图 13.39 （ a ）和（ c ）。孔隙比面上的交线 1 和 2 〔图 13.39 （ a ）〕共同表示于图 13.39 （ b ）中，曲线 1 和 2 的斜率分别称为体积变化指数 C_{ts} 和 C_{ms}；含水量面上的交线 3 和 4 〔图 13.39 （ c ）〕共同示于图 13.39 （ d ）。该图用变量 wG_s 作纵座标，所以图 13.39 （ d ）曲线 3 和 4 的斜率也是比重与体积变化指数之积（分别为（ $D_{ts}G_s$ ）和（ $D_{ms}G_s$ ））。

下面介绍获得与卸荷本构面有关的 4 个指数（ C_{ts}， C_{ms}， D_{ts} 和 D_{ms} ）的试验方法。当用卸荷方式进行试验时，类似于在 13.2.1 节中介绍的试验方法也适用于卸荷面。

压缩后的卸荷试验

图 13.40 中卸荷面上的曲线 1 可从“自由膨胀”和“常体积”固结试验获得。曲线 1 将“自由膨胀”试验终了时的孔隙比纵座标相连。该曲线基本上与回弹曲线中孔隙比较低的卸荷段相平行（图 13.41 ）。回弹曲线之间是近似相互平行的并可在半对数座标中线性化（ Schmertmann， 1955； Holtz 和 Gibbs， 1956； Gilchrist， 1963； Noble， 1966； Lambe 和 Whitman， 1979； Lidgren， 1970； Chen， 1975 ）。回弹曲线的斜率称为回弹指数 C_s，它要比压缩指数 C_c 小很多。

可以认为，曲线 1 的斜率（即指数 C_{ts} ）基本上等于由回弹曲线得到的指数 C_s。这样，卸荷本构面的指数 C_{ts} 可以从加荷完成后的卸荷试验得到。这种试验可遵循饱和土的常规试验步骤（ ASTM D2435， 1985 ）。

回弹指数 C_s 一般在该种土压缩指数的 10 ～ 20 %范围内。图 13.42 给出了回弹指数与土的液限及回弹孔隙比的近似关系（ NAVFAC， 1971 ）。这张图可用于估计回弹指数。

当土饱和时，由于 wG_s 等于孔隙比 e，图 13.39 （ d ）的曲线 3 与图 13.39 （ b ）的曲线

1 重合。这样，卸荷的含水量指数 D_{ts} 可由（C_{ts} / G_s）算出。

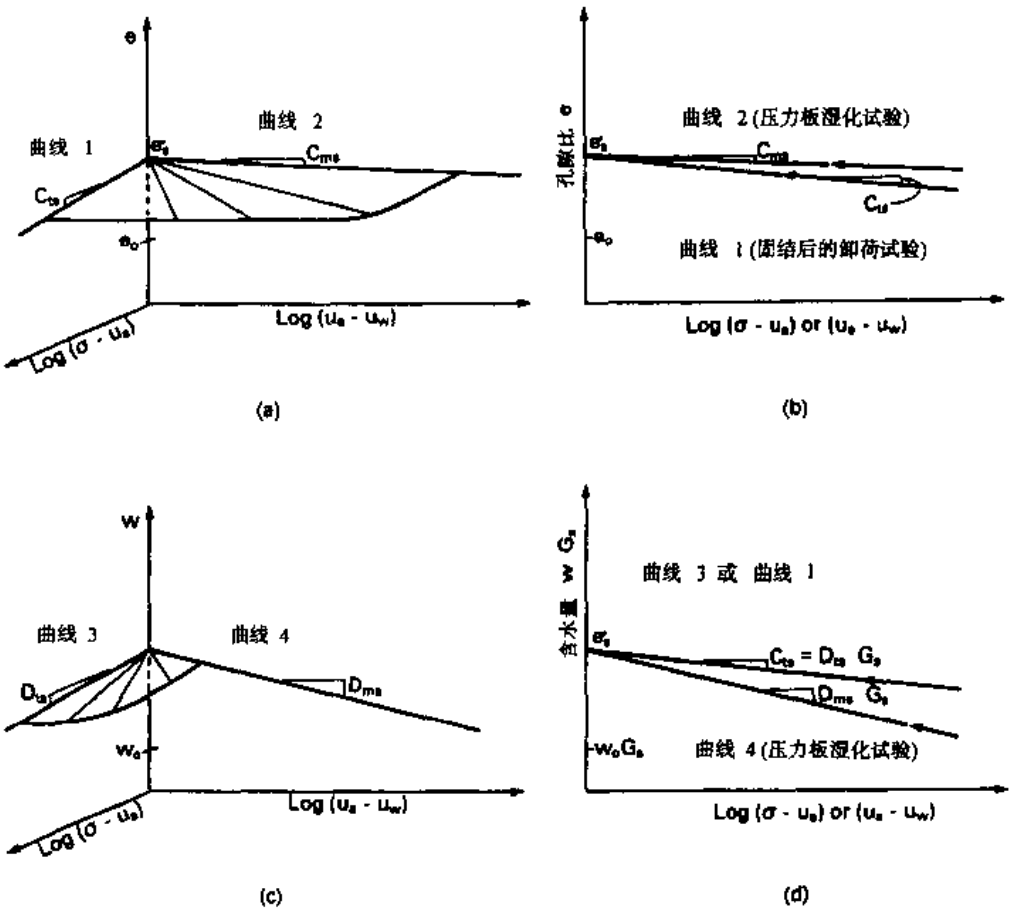


图 13.39 非饱和土卸荷过程中孔隙比与含水量的关系 （a）卸荷时的孔隙比关系；（b）孔隙比面与（$\sigma - u_a$）及（$u_a - u_w$）面之间的交线；（c）卸荷时的含水量关系；（d）含水量面与（$\sigma - u_a$）及（$u_a - u_w$）面之间的交线

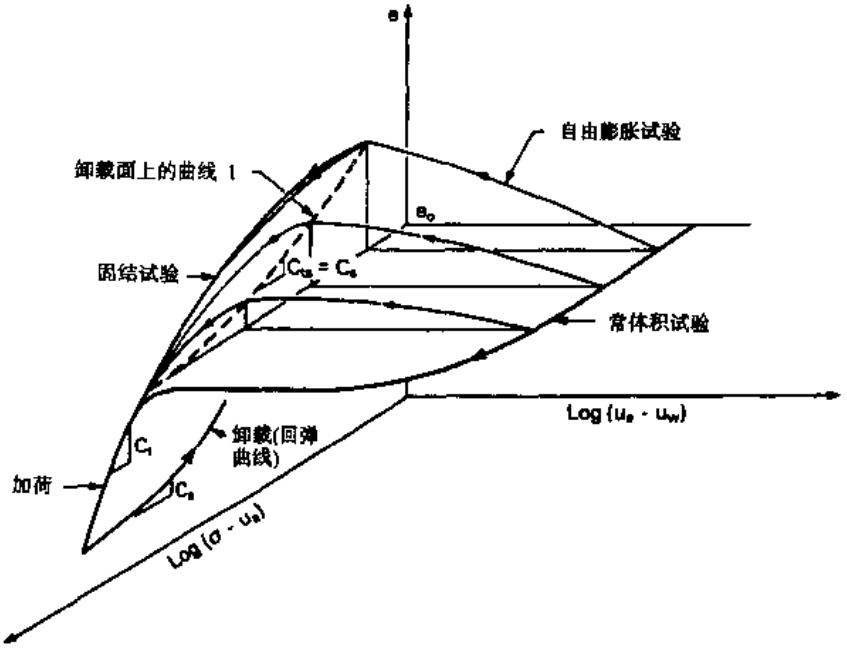


图 13.40 从固结试验结果得到的卸荷面上曲线 1 的位置

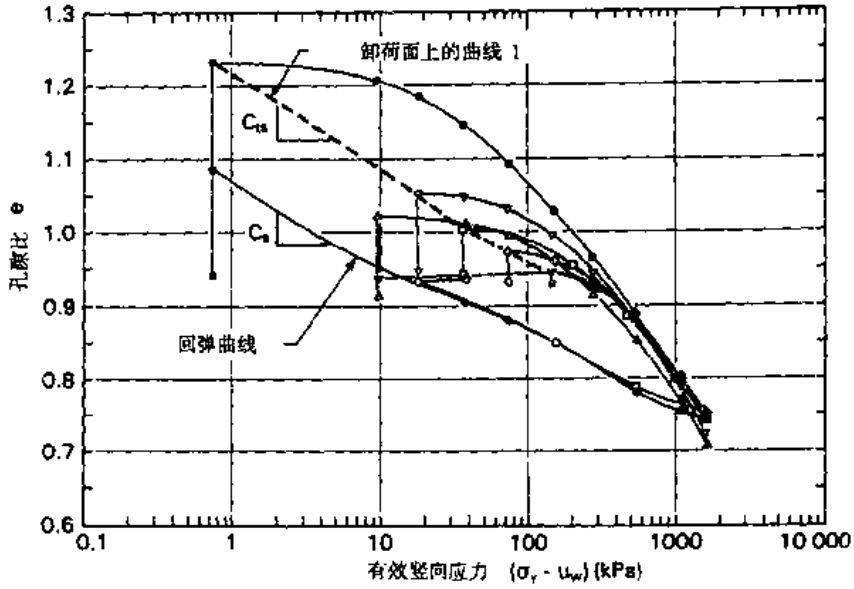


图 13.41　压实 Regina 粘土一维“自由膨胀”固结试验数据的二维投影（引自 Gilchrist，1963）。

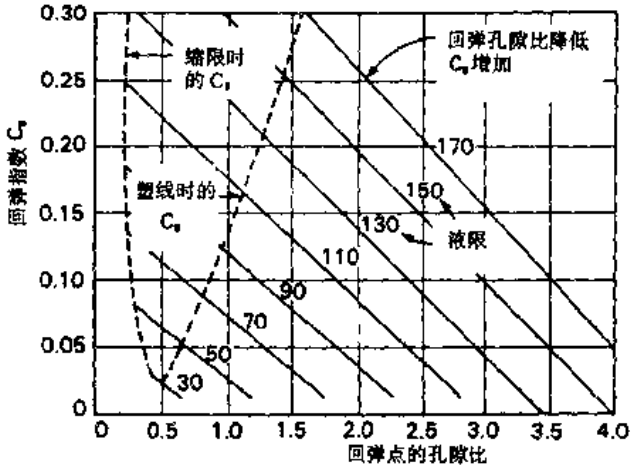


图 13.42　回弹指数与回弹孔隙比之间的近似关系（引自 NAVFAC DM-7，1971）

压力板浸湿试验

图 13.39 中的曲线 4 称为土-水特征曲线的浸湿段。浸湿曲线可在压力板试验中试样完成干燥段之后的试验过程中建立，如 13.2.1 中所述。试验步骤和设备同用于干燥试验的（ASTM D2325）相类似。降低压力板仪中的空气压力，使试样在较低的基质吸力下平衡。于是，水从高进气值板下的容器中向试样移动，导致含水量增高。试样吸水所需的时间可能很长，必须小心使试样达到完全平衡。然后，将平衡含水量与相应的基质吸力点绘于图上，建立浸湿曲线 4，如图 13.39（d）所示。浸湿曲线 4 的斜率等于（$D_m G_s$）。

如果在每一个基质吸力平衡点上量测孔隙比，也可以根据压力板试验结果绘制如图 13.39 的曲线 2。量测时可将压力室中的空气压力降至零，拆开压力室并测量试样的总体积。测量

应尽快进行，以免土的含水量发生变化。测得总体积之后，将试样放回压力室，继续进行更低基质吸力值的试验。将每一平衡点算出的孔隙比与相应的基质吸力点绘，便得图 13.39 （b）中的曲线 2，其斜率等于体积变化指数 C_{ms}。

自由膨胀试验

进行自由膨胀试验并测量孔隙比和含水量也能得到图 13.39 的曲线 2 和 4 （见图 13.40 ）。在此情况下，需有更专门化的设备，如适用于 K_0 加荷条件的改装的 Anteus 固结仪（图 13.43 ）。改装的 Anteus 固结仪可在试验中对总压力、孔隙气压力和孔隙水压力进行控制，并可量测总体积变化和水体积变化。试验中，还可通过安装于加荷帽内的皮下注射针头喷水使试样浸湿。Ho （1988）曾使用上述试验方法来加速水对试样的浸湿。

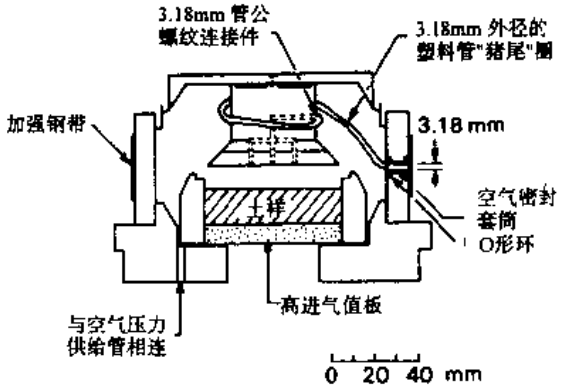


图 13.43 Anteus 固结仪改装的加荷帽示意

体积变化指数的确定

表 13.1 所示的粉土和冰碛土也曾被 Ho 和 Fredlund （1989）用来试验，以确定卸荷本构面的体积变化指数。试验卸荷段的回弹曲线示于图 13.17 和 13.44 粉土；以及图 13.45 和 13.46（冰碛土）。这些回弹曲线的斜率即等于体积变化指数 C_{ts} 或（$D_{ts}G_s$）。对粉土和冰碛土试样进行孔隙比和含水量测量的“自由膨胀”试验的结果分别见图 13.47 和 13.48 。这些试验都是用改装的 Anteus 固结仪进行的，然后点绘孔隙比和含水量与基质吸力的对数值之间的关系。孔隙比与 $\log(u_a - u_w)$关系曲线的斜率等于指数 C_{ms}；而（wG_s）与 $\log(u_a - u_w)$关系曲线的斜率则等于指数（$D_{ms}G_s$）。这样，与卸荷面有关的所有 4 个指数（即 C_{ts}， C_{ms}， D_{ts} 和 D_{ms}）都可以得出。这些指数可以转换为其它体积变化系数，如“ m_{1s} 和 m_{2s} ”或者“ a_s 和 b_s ”，这已在第 12 章作过介绍。

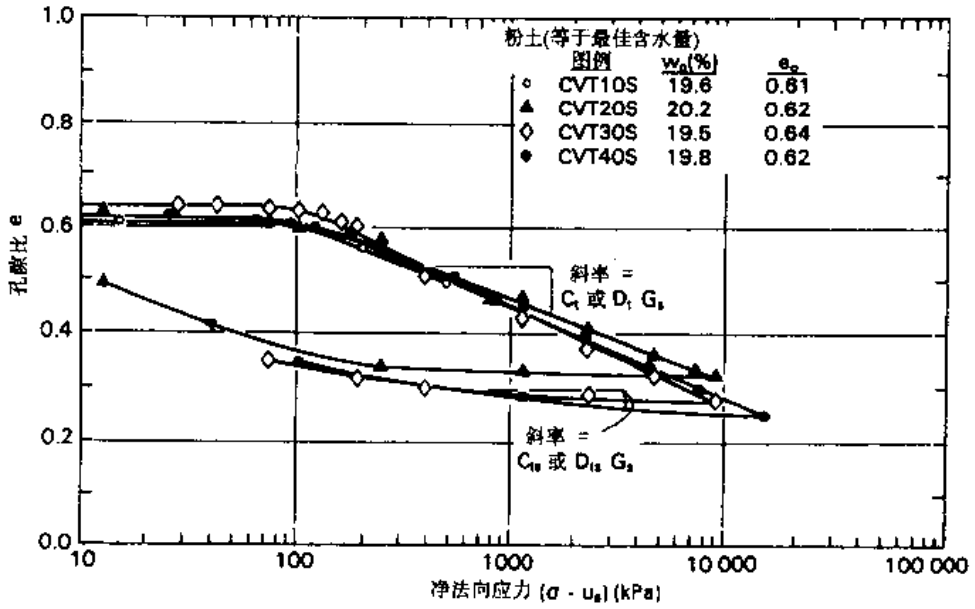


图 13.44 在最佳含水量条件下压实粉土的一维“常体积”加荷和卸荷固结试验结果

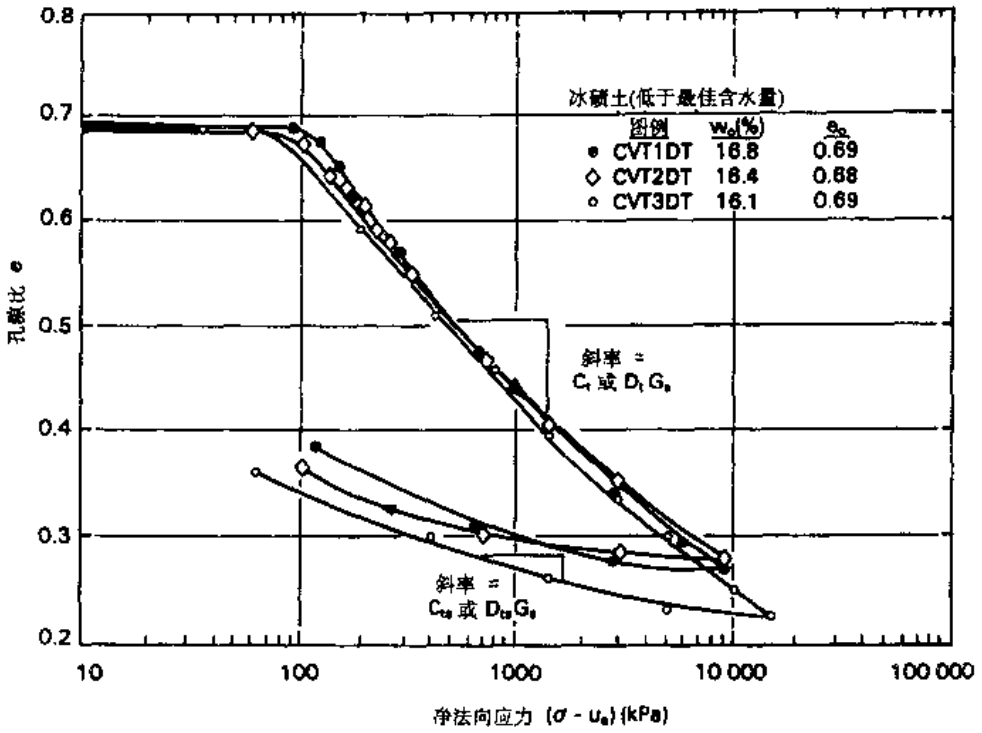


图 13.45　在低于最佳含水量条件下压实冰碛土的一维“常体积”加荷和卸荷的固结试验结果

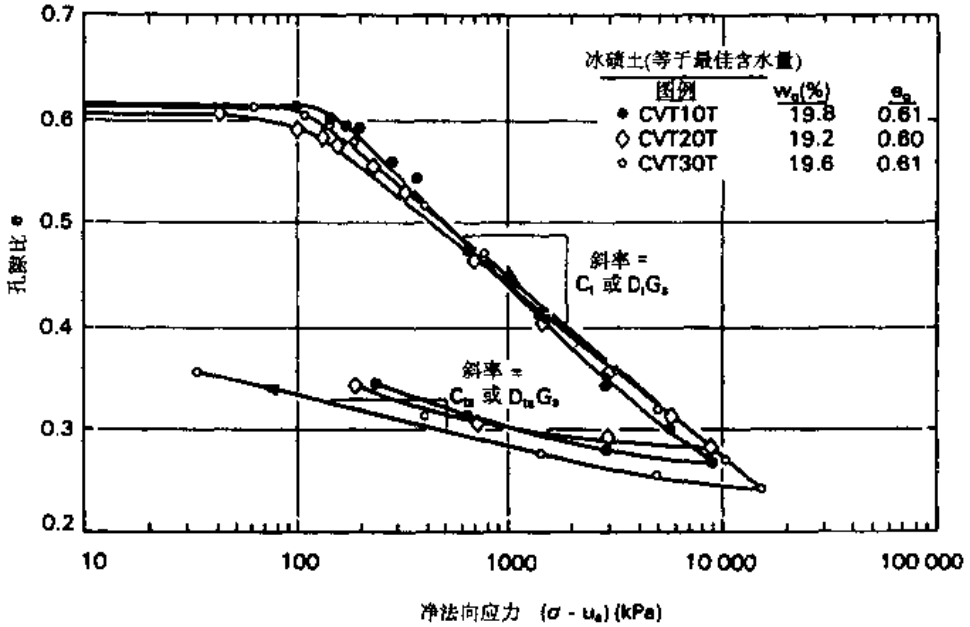


图 13.46　在最佳含水量条件下压实冰碛土的一维“常体积”加荷和卸荷固结试验结果

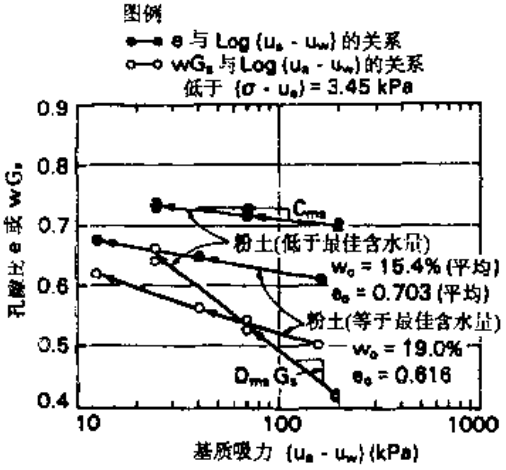


图 13.47 粉土试样一维“自由膨胀”固结试验卸荷段的试验结果

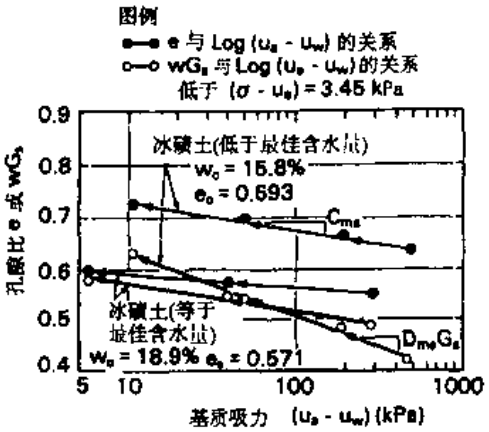


图 13.48 冰碛土试样一维“自由膨胀”固结试验卸荷段的试验结果

第 14 章　体积变化预测

当净法向应力或基质吸力变量的数值发生变化时，非饱和土的体积就会变化。在第 12 和第 13 章已分别介绍的体积变化理论和模量量测可用于计算非饱和土的体积变化。在总应力为常数的情况下，非饱和土会由于环境变化造成基质吸力改变而发生膨胀或收缩。对于湿陷性土，当土的基质吸力降低时会出现湿陷现象。

本章将详细介绍膨胀土的隆胀预测方法。在分析土的膨胀性状时，土的应力历史是应该考虑的一个重要因素。本章将介绍预测膨胀的各种公式和例子，并用两个工程实录作补充说明。本章的内容还包括对影响膨胀量的因素的讨论。最后，还要对湿陷性土及预测湿陷量的方法进行简要说明。

14.1　文献综述

世界许多地方，特别是在半干旱地区，都可以找到膨胀土。膨胀土一般都处于因干旱造成的非饱和状态。膨胀土含有浸湿时会出现很大体积变化的粘土矿物。浸湿时出现的大量体积变化使结构物，特别是轻型建筑和路面发生严重破坏。仅就美国而言，每年由于土的收缩和膨胀而造成的损失就达 90 亿美元。这个损失比洪水、飓风、地震和龙卷风等自然灾害造成损失的总和还大（ Jones 和 Holtz， 1987 ）。因此，与膨胀土有关的问题在经济上具有十分重要的意义。

表 14.1 归纳了由于土的含水量改变造成基础隆起的若干例子。含水量的变化可能是由环境或人为因素造成。含水量的不均匀变化会造成差异隆起，使结构物严重破坏。事实上，轻型结构经受的差异隆胀常常与总隆胀量非常接近。

土的隆胀势取决于土的性质，如粘粒含量、塑性指数和缩限等。此外，还与土的初始干燥度或基质吸力有关。人们曾经提出过很多经验方法将膨胀势与土的特性联系起来，如表 14.2 和图 14.1 所示。这些关系对估计土的膨胀势是有用的。换句话说，这些关系反映了影响潜在隆胀量的某些因素。

总的膨胀量也可写作当前的原位应力状态与某个将来的应力状态之差，以及土的体积变化指数的函数。一般而言，在隆起过程中，净正应力状态变量保持常数，而基质吸力应力状态变量发生变化，基质吸力的变化导致含水量的变化（表 14.1 ）。因此，通过量测原位基质吸力及估计或预测场地在特定环境条件下将来的基质吸力，便可预测出总的隆胀量。与基质吸力变化有关的体积变形指数应按照第 13 章介绍的方法测定。

不同的研究人员曾经提出过若干与体积变形指数相联系的隆胀公式（表 14.3 ）。这些公式的区别主要在于应变和土的吸力的确定方式。

由于精确量测基质吸力和相应的土性方面存在困难，基于基质吸力量测的隆起预测方法尚未得到广泛应用。较为常见的是基于一维固结试验结果的预测方法。在固结试验方法中，毋须量测基质吸力。利用固结试验结果的各种方法列于表 14.4 中，这里对其中的三种方法进行简要的讨论。

由于含水量变化造成基础隆起的实例（引自美国陆军处司令部，1983） 表 14.1

因自然条件而造成场地环境的变化	1）气候的显著变化，如长期干旱和暴雨，造成含水量反复改变，使结构物边缘移位
	2）地下水位深度改变造成土中含水量的变化
与建筑有关的变化	1）地面覆盖减少了地下湿度的自然蒸发，因此土中含水量增加
	2）地面覆盖减少了湿度通过植被的蒸发，因此土中的含水量增加
	3）建筑场地对大树的移除可能导致土壤湿度的增加，因为此前土壤水份会被分布广泛的根系消耗掉
	4）结构物设计不当，地表排水系统形成积水，造成局部土壤含水量增加，雨沟和落水管的损坏使局部土壤含水量增加
	5）在土与基础接触带，对地基土的渗流，或通过地下室、深柱基础开挖造成的渗流，导致基础下土壤含水量的增加
	6）因开挖造成地基土的暴露和上覆土层重量的减小，而造成隆起势的增加
	7）含水层向膨胀土层供水
使用的影响	1）浇灌草坪使土中含水量增加
	2）种植和栽培大型植物，例如在距建筑物成年树高 1～1.5 倍范围内植树，会加重建筑边缘的周期膨胀
	3）在基础受热范围内土的干燥，如在供热房间，导致土的收缩。
	4）地下水和下水道的渗漏导致基础的隆起和不均匀位移

根据分类试验数据[①]预测的可能膨胀量（引自 Holtz 和 Kovacs，1981） 表 14.2

膨胀程度	可能膨胀量用总体积变化的%表示（在干燥至饱和条件下）[②]	胶体含量（%－1μm）	塑性指数 PI	缩限 w_s
很高	＞30	＞28	＞35	＜11
高	20-30	20-31	25-41	7-12
中	10-20	13-23	15-28	10-16
低	＜10	＜15	＜18	＞15

[①]引自 Holtz（1959）和 U.S.B.R.（1974）。

[②]上覆压力为 6.9 kPa（1 psi）。

与吸力变化有关的体积变形指数的定义（引自 Hamberg，1985）　　表 14.3

文献来源	符号	定义	典型值	地层或土类	地点
Fredlund，1979	C_m	孔隙比对对数基质吸力的斜率：$C_m = \Delta e / \Delta \log(u_a - u_w)$	0.1-0.2	Regina 粘土	Canada
Johnson，1977	C_r	孔隙比对对数基质吸力的斜率，近似为 $C_r = \alpha G_s / 100B$	0.07	黄土	Mississippi
		式中	0.15-0.21	Yazoo 粘土	Mississippi
		α——压缩因数（$0 < \alpha < 1$）， B——吸力对含水量关系的斜率	0.09-0.23	Upper Midway	Texas
			0.07-0.15	Pierre 页岩	Colorado
			0.13-0.29	Marine 粘土	Sicily
Lytton，1977 Mckeen，1981	γ_h	体积应变对对数总吸力的斜率：$\gamma_h = \dfrac{\Delta e / (1 + e_0)}{\Delta \log h}$	0.02-0.18	Engleford	Texas
			0.02-0.20	Yazoo 粘土	Mississippi
		式中	0.05-0.22	Mancos	New Mexico
		$\Delta e / (1 + e_0)$——体积应变 h——总吸力			
Aitchison 和 Martin (1973)	I''_{pt}	竖向应变对对数总吸力的斜率：$I''_{pt} = \varepsilon_v / \Delta \log h$	0-0.08		
Fargher 等 (1979)	I''_{pm}	竖向应变对对数基质吸力的斜率：$I''_{pm} = \varepsilon_v / \Delta \log(u_a - u_w)$	0-0.11	红-棕色粘土	Adelaide，S. Australia
	I''_{ps}	竖向应变对对数溶解（渗透）吸力：$I''_{ps} = \varepsilon_v / \Delta \log \pi$	0-0.20		
Grossman 等，1968 U.S.D.A. 水土保持服务局	COLE	线性应变值与 33 kPa 到烘干时的吸力变化范围相对应：$\mathrm{COLE} = \Delta L / L_D = (\gamma_D / \gamma w)^{V3} - 1$ 式中 $\Delta L / L_D$——与干土尺度相关的线性应变， γ_D——烘干试样的体积密度， γ_w——在 33 kPa 吸力下试样的体积密度	0-0.17	美国西部和中西部土	

利用固结试验结果的各种膨胀预测方法 表 14.4

方法名称	文献来源		
	年份	作者	国家
1）双固结法	1957	Jennings，J.E.和 Knight，K.	南非
	1969	Jennings，J.E.B.	
2）Salas 和 Serratosa 法	1957	Salas，J.A.J 和 Serratos，J.M.	西班牙
3）体积仪法	1961	DeBruijn，C.M.A.	南非
4）密西西比法	1962	Clisby，M.B.	美国
	1972	Teng，T.C.，Mattox，R.M，和 Clisby，M.B.	
	1973	Teng，T.C.，Mattox，R.M.，和 Clisby，M.B.	
	1975	Teng，T.C. 和 Clisby，M.B.	
5）Sampson，Schuster 和 Budge 法	1965	Sampson，E.，Schuster，R.L.，和 Budge，W.D.	美国
6）Noble 法	1966	Noble，C.A.	加拿大
7）Sullivan 和 McClelland 法	1969	Sullivan，R.A.，和 McClelland，B.	美国
8）Holtz 法	1970	Holtz，W.G.	美国
9）海军法	1971	NAVFAC	美国
10）直接模拟法（德克萨斯公路处）	1973	Smith，A.W.	美国
11）简单固结法	1973	Jennings，J.E.，Firth，R.A.，Ralph，T.K.，和 Nager，N.	南非
12）U.S.B.R.法	1973	Gibbls，H.J.	美国
13）Fredlund，Hasan 和 Filson 法	1980	Fredlund，D.G.，Hasan，J.U.，和 Filson，H.	加拿大

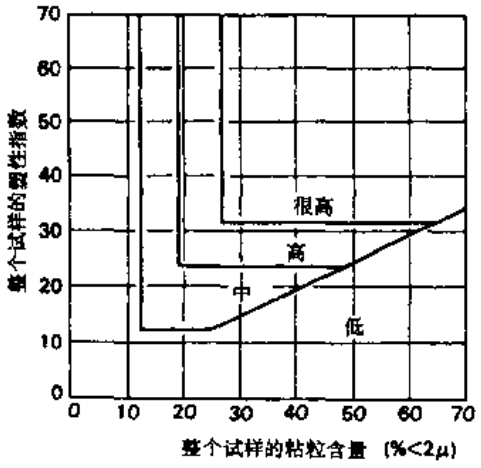


图 14.1 土的特性与膨胀势的关系（引自 van de Merwe，1964）

直接模拟法是基于原状土样“自由膨胀”固结试验的一种方法（图 14.2）。对试样施加上覆压力（或施工终了时的荷载），并让水自由进入。这样预测的隆起往往显著低于原位实际发生的隆起。试验过程遵循的应力路径示于图 14.2（b），用常规的二维方式绘制的试验数据见图 12.2（a）。低估隆起量看来主要是由于未对取样过程中造成的扰动加以考虑。

Sullivan 和 McClelland 方法的基本点是对初始经受上覆压力的原状试样进行“常体积”固结试验。达到膨胀压力后，让试样回弹，其应力路径示于图 14.3。虽然未见到发表的工程实录，但可预料此法会低估隆起量，因为这种方法也没有考虑取样扰动的影响。

双固结法是基于两种固结试验，即“自由膨胀”固结试验和“天然含水量”固结试验的结果。试验开始时对试样施 1 kPa 的标称加荷，在“天然含水量”试验中，不往固结室里加水。然后对试验结果在竖直方向进行校正，使之在高加荷段与“自由膨胀”试验结果相一致，在分析中可模拟不同的加荷条件和最终孔隙水压力。两种试验的应力路径示于图 14.4 。一般而言，此法预测的隆起可令人满意，因其分析方法看来补偿了试样扰动的影响。换言之，天然含水量曲线包含了取样扰动的影响。新近修订的双固结法的应力路径可在以净法向应力和基质吸力为座标的三维图中表示。

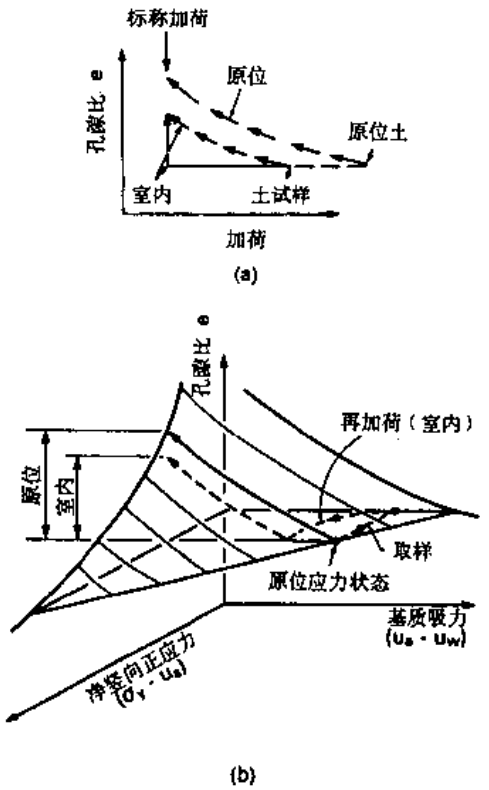


图 14.2　直接模拟法的应力路径
（a）二维图，显示原位和室内试验的应力路径；（b）应力路径的三维图

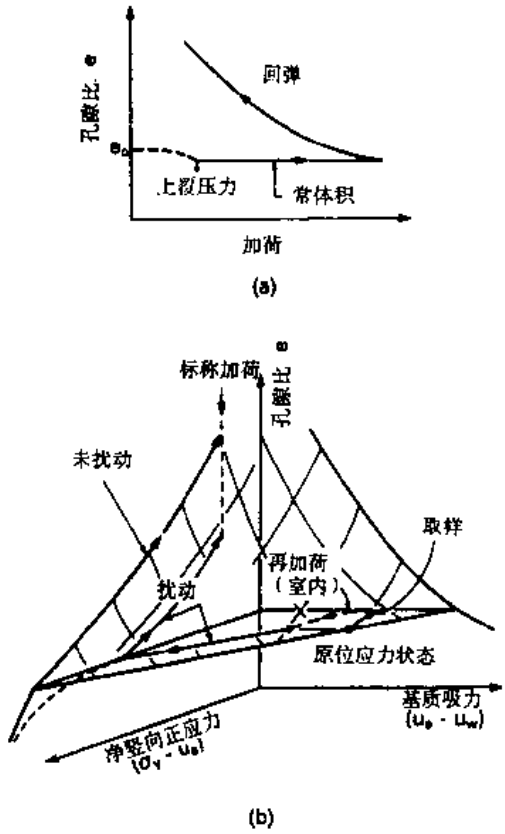


图 14.3　Sullivan 和 McClelland 法的应力路径　（a）应力路径的二维图；（b）应力路径的三维图

Fredlund 等（ 1980 ）提出了一种用“常体积”固结试验结果来预测总隆起量的方法，并建议对测得的膨胀压力进行修正，以考虑取样扰动的影响。对测得的膨胀压力进行修正的作图法见第 13 章。此修正方法在步骤上与 Casagrande 确定先期固结压力的方法相类似。详细步骤将在本章后面解释。

表 14.4 所列的其余方法将不再作解释。其实每一种方法都可用以应力状态变量为横座标的三维图表示。后面，还要介绍一种预测隆起的方法，这种方法与非饱和土的体积变化基本理论相一致。

14.1.1　影响总隆胀量的因素

从上述膨胀土性状的文献回顾可以看出，控制总隆胀量的主要因素有三个，即体积变化

指数和现在及预期的应力状态变量。已证明，土的性质影响其体积变化指数。例如，在不同的密度和含水量下压实的土样具有不同的结构，也就有不同的体积变化指数。此外，不同的密度和含水量反过来又影响压实土样的应力状态的数值。较低密度和较高含水量的压实土（即含水量大于其最佳含水量），与压实时含水量低于最佳含水量的土相比，具有较低的基质吸力值。由此可以得出结论，土的密度和含水量条件对体积变化系数和应力状态都产生影响，从而控制总土的隆胀量。

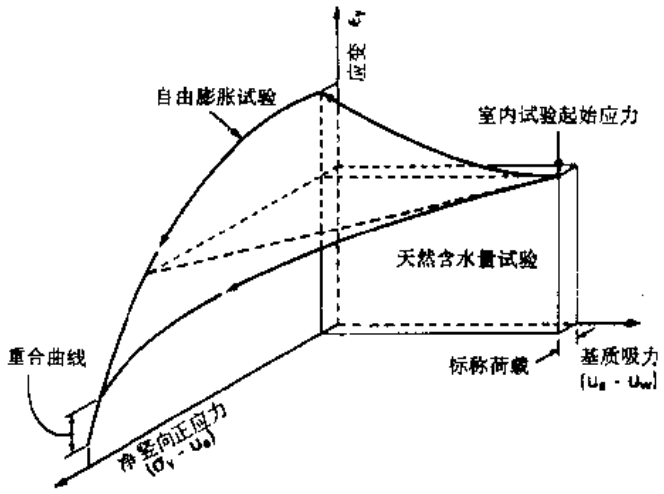


图 14.4 双固结方法的应力路径（引自 Jennings 和 Knight,1957）

Chen （1988）研究了压实土的初始含水量和干密度对总隆起量的影响。此研究使用取自美国科罗拉多州丹佛的膨胀性页岩进行“自由膨胀”固结试验。这种页岩含 63 %粉粒和 37 %粘粒，其液限和塑性指数分别为 44.4 和 24.4 %。试验结果表明，对于在相同初始干密度下击实的土样，随着初始含水量的降低，其总膨胀量增加（图 14.5）。另一方面，对于在相同的初始含水量下压实的土样，随着初始干密度的增加，其总膨胀量增加（图 14.6）。

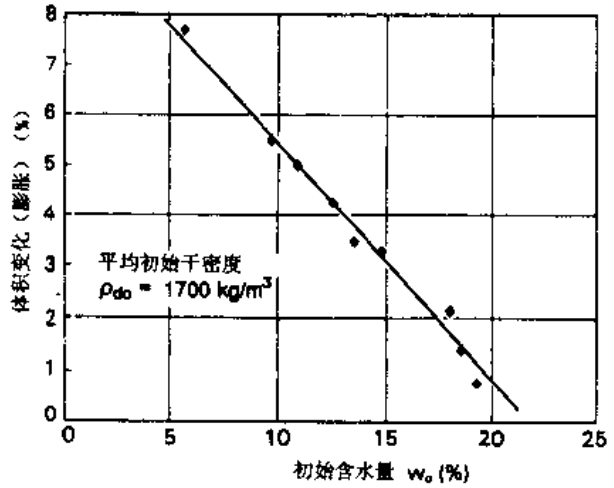


图 14.5 初始干密度相同时，试样的初始含水量对总隆胀量的影响（引自 Chen， 1988）

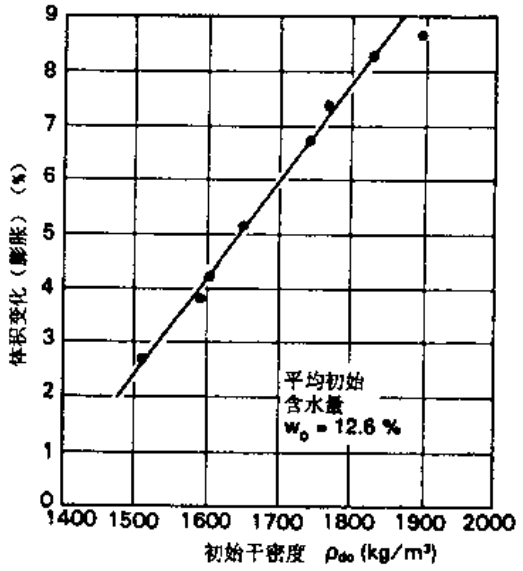


图 14.6 初始含水量相同时，试样的初始干密度对总隆胀量的影响（引自 Chen， 1988）

除了土的性质，如干密度和含水量之外，总隆胀量也是施加于土样上的总应力的函数。图 14.7 显示了在固结试验中上覆压力对膨胀量的影响。结果表明，随着上覆压力增加，总膨胀量减小。这就是说，可以对土施加较大总应力来减小膨胀量。Dakshanamurthy （1979）

也提出了类似的观测结果，见图 14.8 。在此例中，钠蒙脱土经静力压密后进行三轴试验。试验中首先对试样施加不同的大主应力和小主应力，然后让试样吸水，发生膨胀，图 14.8 所示的结果表明，随着平均正应力增加，总隆起量减小，而主应力比对总隆胀量的影响不明显。

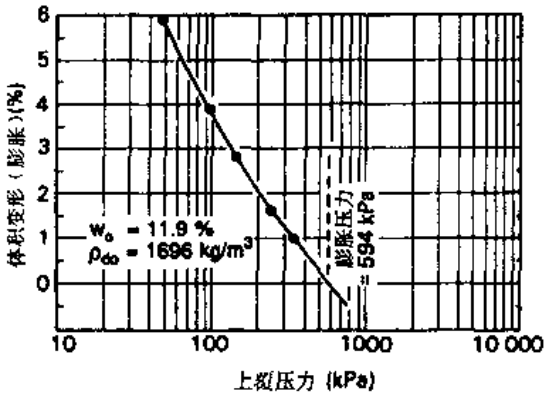


图 14.7　在特定密度和含水量条件下，试样的上覆压力对总隆胀量的影响（引自 Chen，1988）

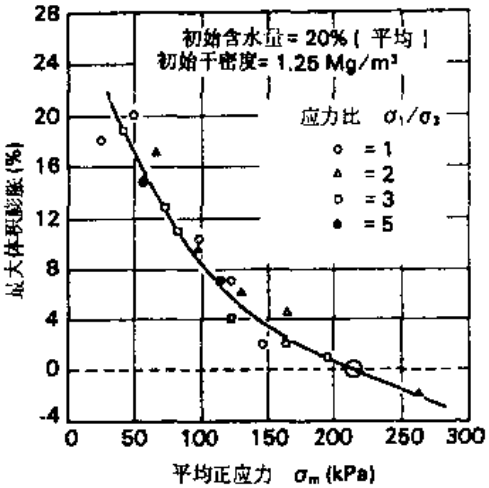


图 14.8　不同的主应力比对总隆胀量的影响（引自 Dakshanamurthy，1979）

Holtz 和 Gibbs （1956）归纳了初始含水量和干密度对压实膨胀粘土总隆胀量的影响（图 14.9）。将固结环刀中的试样浸于水中，测膨胀量。施加于试样的上覆加荷是 7 kPa 。图示说明，当初始含水量降低，或者初始干密度增高时，总隆起量增加。举例说，某粘土按照 AASHTO 标准在最佳含水量条件下压实后，在 7 kPa 压力下饱和。膨胀量大约为体积的 3 %；而在高于最佳含水量 3 %条件下击实，膨胀量降低为零；若低于最佳含水量 3 %，则会使膨胀增加到

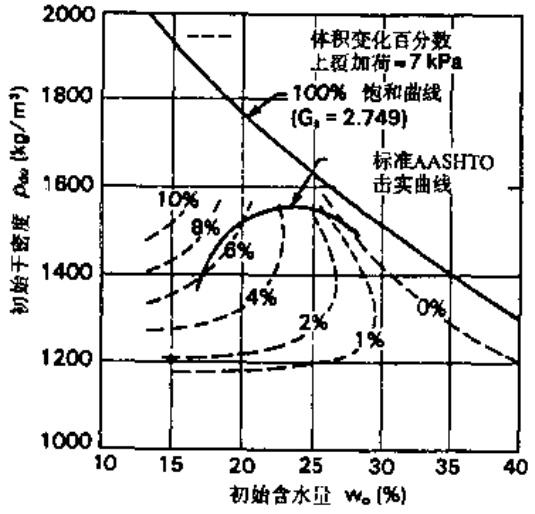


图 14.9　浸湿条件下，初始含水量和干密度对压实 Porterville 粘土膨胀特性的影响（引自 Holtz 和 Gibbs，1956）

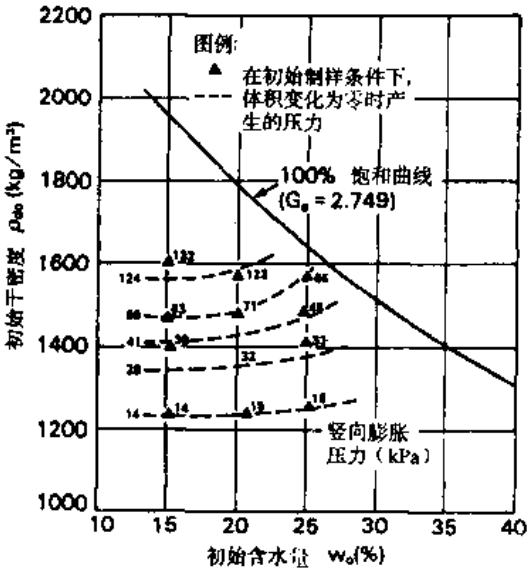


图 14.10　在不同制样条件下，浸湿压实 Porterville 粘土的膨胀压力（引自 Holtz 和 Gibbs，1956）

6 %。类似的图表也给出了干密度和含水量对竖向膨胀压力的影响（图 14.10 ）。竖向膨胀压力的定义是：置于固结环刀中的试样，经过饱和而不允许发生任何体积变化时产生的压力。上述图表显示，较之初始含水量的变化，竖向膨胀压力对初始干密度的变化更为敏感。

Chen （ 1988 ）也研究了体积-质量特性对竖向和横向膨胀压力的影响，发现竖向膨胀压力基本上与初始含水量和上覆加荷无关。这一发现与图 14.10 中所示的 Holtz 和 Gibbs （ 1956 ）的结果是一致的。然而，竖向膨胀压力随着干密度呈幂函数增加，如图 14.11 所示。另一方面，横向膨胀压力却证明是初始干密度、饱和度和上覆荷载的函数。试验结果还表明，在饱和过程中，横向膨胀压力很快地增加到峰值，然后降低到平衡状态，如图 14.12 所示。这一结论与 Katti 等人（ 1969 ）深入进行的关于横向膨胀压力特性的研究结果是一致的。

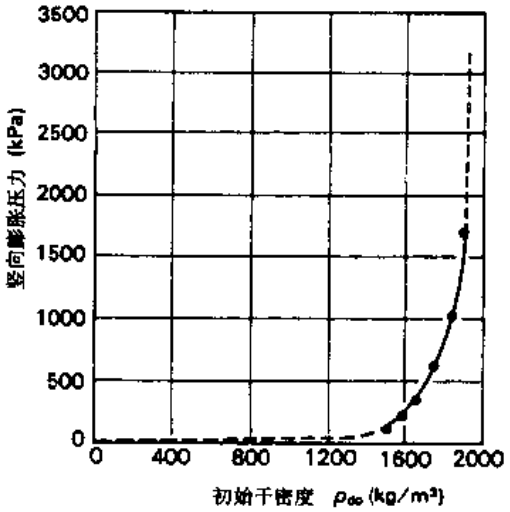


图 14.11 初始干密度对膨胀压力的影响（引自 Chen， 1988 ）

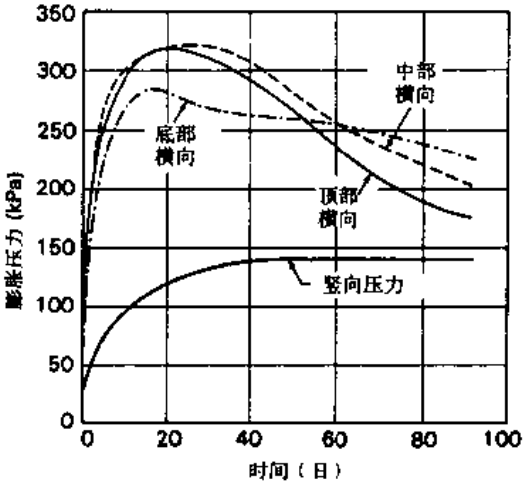


图 14.12 竖向和横向膨胀压力随时间的变化（引自 Chen， 1988 ）

14.2 过去、当前和将来的应力状态

体积变化的预测需要知道应力状态可能发生的变化，以及土的性质，即体积变化指数。第 13 章介绍的固结试验，通常用于确定当前的原位应力状态和各体积变化指数。在试验中，将当前的原位应力状态投影到净法向应力平面上，称为“校正”的膨胀压力。测得的和校正的膨胀压力代表了等效的上覆压力与基质吸力之和。等效基质吸力是指土的基质吸力在净正应力平面上的投影。这样，通过固结试验就可以测到原位应力状态（在总应力平面上），而不必去测应力的各个分量。

14.2.1 应力状态历史

膨胀土的形成可以用地层中的应力状态变化来解释。应力状态的变化是在地质沉积、冲刷过程中，以及由于降水、蒸发和蒸腾造成的环境变化过程中发生的。下面的例子说明一个前冰期湖相沉积层的应力历史，该地层经过一段时期演变成为膨胀土。

前冰期湖相沉积层开始时在自重条件下固结，湖的疏干及其后水份从湖相地层的蒸发造成土的失水。“失水”一词此处是指由于蒸发和蒸腾作用使土的含水量降低。水位同时降到地面以下。结果，地层中的总应力基本上保持常量，而水位以上的孔隙水压力降低为负值。

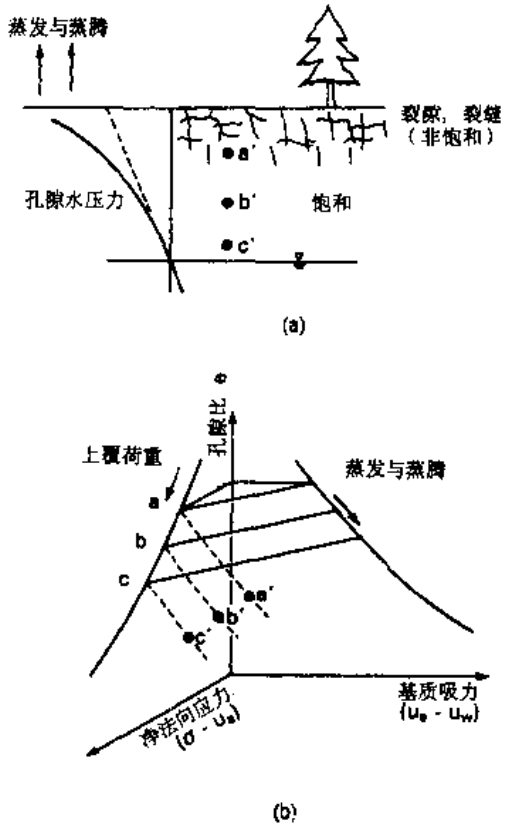


图 14.13　在湖相地层经过蒸发和蒸腾作用后的代表性的应力状态　（a）干燥过程中湖积地层的孔隙水压力；（b）干燥过程中湖积地层的应力状态路径

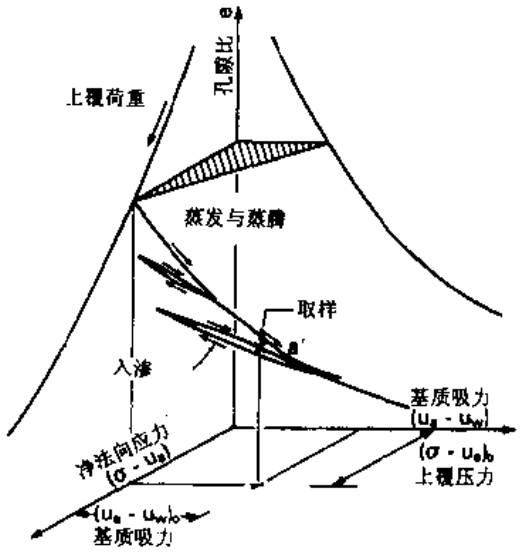


图 14.14　当土由于干燥和湿化经历复杂应力历史时的应力状态示意

换句话说，因土中的有效应力增加，使土发生固结。负孔隙水压力作用在所有的方向上（即各向等压），造成产生裂缝的趋势及上部土层饱和度的普遍降低（图 14.13 ）。

草、树木和其他植物在地面上的生长将使土的饱和度进一步降低，多数植物在凋萎之前可在液相中施加高达 10 ～ 20 个大气压的张力，液相中具有如此高的张力（即很高的基质吸力）使土具有很高的吸水倾向〔图 14.13 （a））。

地面沉积层还可能经受环境条件不断变化的影响。地表流量的变化（浸湿和干燥）引起上部土层的膨胀和收缩。体积变化可能延伸到 3 m 深度以下，使沉积表层处于高度失水状态。

图 14.14 示出表面土层因入渗和蒸发而引起浸湿和干燥作用所造成的应力状态变化。变化主要发生在基质吸力平面，而净法向压力基本上保持不变。在基质吸力平面上，浸湿和干燥过程的应力路径表现为滞回环形式。

在干旱和半干旱地区，地层中的天然含水量随着时间逐渐降低，在非饱和粘土层中，低含水量意味着土具有高膨胀势，具有高回弹指数 C_s 的非饱和土，如处于变化较大的环境，则表现为高胀缩性土（即膨胀土）。

14.2.2　原位应力状态

隆胀的预测需要知道当前的原位应力状态和将来可能的应力状态。当前和将来的应力状态之间的差别是决定可能发生的体积变化或隆胀量的一个主要变量。因此，准确知道当前的原位应力状态是十分重要的。当用室内固结试验来确定当前原位应力状态时，必须对试验结果进行修正，以考虑取样扰动的影响。在本书中，主要采用室内固结试验结果来确定原位应力状态。只要试验用的土样能够合理代表原位土体，那么这种方法看来是能够满足要求的。如果土体中有许多裂隙或裂缝，那就很难取得有代表性的土样。在这种情况下，最好采用隆胀分析法，该法要求量测原位吸力和土的三维体积变化模量。

从土层中取样做试验时，其原位应力状态点位于孔隙比-应力状态变量关系曲线上的浸湿或

干燥段的某处（图 14.14）。在天然条件下，该土已经历过许多浸湿和干燥的循环，取样时，土便具有一定的净法向应力和基质吸力。

为了预估隆胀量，岩土工程师需要从试验室得到如下的信息：1）原位应力状态；2）与净法向应力〔即（$\sigma - u_a$）〕和基质吸力〔即（$u_a - u_w$）〕变化有关的膨胀特性。知道加荷条件下的压缩特性也有用处。这样，需要拥有能够完全确定上述各种变量的试验仪器和方法。因此，有必要发展一种较简单、较快和较经济的方法来取得为预测实际问题中的隆胀所需的数据。

在实践中，曾使用过若干种室内试验方法来获取必要的信息。其中，最为常见的是用一维固结的试验方法来确定当前原位应力状态。“自由膨胀”和“常体积”固结试验方法的细节，以及必要的校正方法在第 13 章作了介绍。其他一些固结试验方法也用过，但这些方法基本上都是在“常体积”和“自由膨胀”法的基础上变化得出的。

固结试验将原位应力状态投影到净法向应力面上。原位应力状态称为“经过校正”的膨胀压力 P_i'，它等于上覆压力与基质吸力等效值之和（第 13 章）。

图 14.15 是按一定比例尺点绘的典型室内固结试验数据，以便与原始压缩曲线相比较。常有这种情况，即整个加荷曲线都处在再压缩阶段，加荷甚至尚未达到原始压缩曲线。换言之，很多干燥土的先期固结压力 P_c 可能高于试验中所施加的最大荷载。

先期固结压力是指土在其历史上所经受过的使其体积减小的最大应力。图 14.15 示出校正的膨胀压力 P_i' 与先期固结压力 P_c 的相对位置。校正的膨胀压力 P_i' 大体上位于等孔隙比线与再压缩曲线的交点上。另一方面，先期固结压力则位于再压缩曲线段与原始压缩曲线的交点。

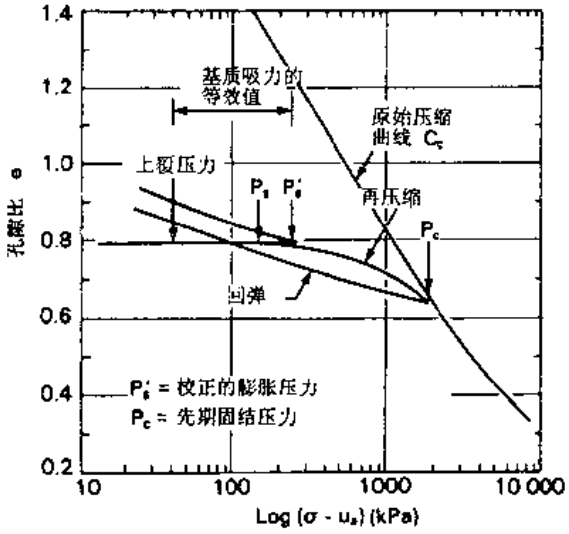


图 14.15 相对于土的先期固结压力而言，校正的膨胀压力的位置

确定先期固结压力的方法在许多土力学教科书上都作过介绍，此处不拟重复。然而，对超固结比 OCR 重新进行定义是必要和有用的。OCR 是指先期固结压力 P_c 与校正的膨胀压力 P_i' 之比，P_i' 代表土的原位应力状态。

$$\mathrm{OCR} = \frac{P_c}{P_i'} \qquad (14.1)$$

式中

OCR——超固结比；

P_i'——校正的膨胀压力；

P_c——先期固结压力。

式（14.1）是经过修改的超固结比定义。目前，通常将 OCR 定义为先期固结压力 P_c 与原位竖向有效上覆压力 σ_v'〔即（$\sigma_v - u_a$），其中 σ_v = 总上覆压力，u_a = 孔隙水压力〕之比。在式（14.1）中采用校正的膨胀压力 P_i'，将使定义 OCR 时不必量测原位负孔隙水压力。也不必考虑如何去将负孔隙水压力同总压力组合起来。此外，采用相对于净法向应力平面上的

原位应力状态（即 P_i'）来定义超固结程度，看来是更适宜些。

14.2.3　将来的应力状态和地面位移

在通过固结试验确定目前原位应力状态和膨胀指数之后，就可以进行分析，预测应力状态将来的可能变化。根据地区的经验和气候条件，可以预测施工结束若干年后的应力状态。下节将讨论预估孔隙水压力分布的若干方法。

总应力可能因开挖基坑、置换土料（如卵石）或其他加荷而发生变化。这些变化的影响可用加荷或卸荷的适当体积变化指数来加以考虑。然而，也可以假定土没有足够的时间对每项加荷或卸荷逐一作出反应，因而只针对总的净加荷或卸荷进行最终体积变化计算。

为对将来可能发生的膨胀进行讨论，假定在常量净法向应力作用下，土的最终孔隙水压力可能变为零。图 14.16 表示位于取样深度的土单元体可能经历的实际应力路径。在基质吸力面上，膨胀将在回弹面沿着一条路径从初始孔隙比 e_0 走向最终孔隙比 e_f。由于变形方向的单调性，整个回弹面可以假定是唯一的（Matyas 和 Radhakrishna，1968；Fredlund 和 Morgenstern，1976），因此，也可以是沿着一条路径从原位应力状态点走向“校正的”膨胀压力，然后再沿着净法向应力面上的回弹曲线达到最终应力状态。按后一种应力路径考虑的好处是，可以使用在净法向应力面上确定的体积变化指数来预测总隆胀量。

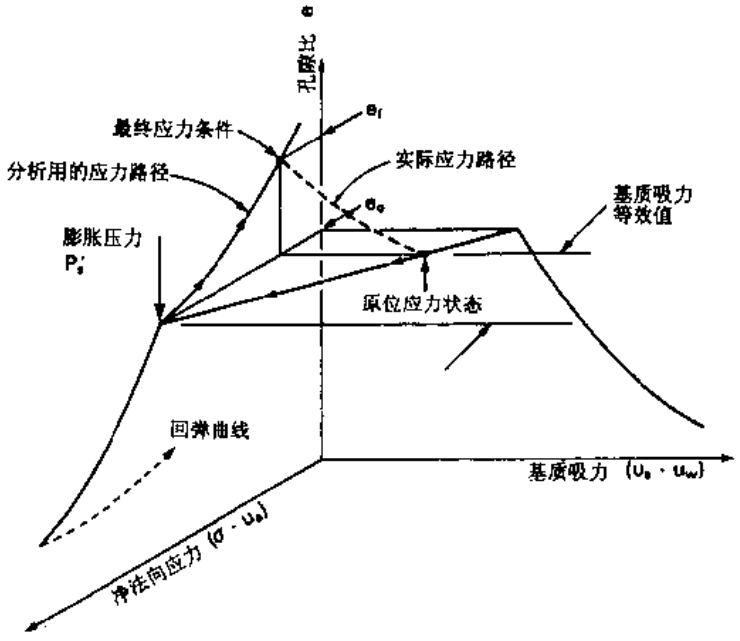


图 14.16　土在浸湿过程中“实际的”和“分析用的”应力路径

14.3　隆胀预测理论

对各种加荷条件，均可利用第 12 章中介绍的体积变化理论预测隆胀。体积变化系数或指数，以及基质吸力的变化，可分别采用第 13 章和第 4 章介绍的方法来量测。知道这些变化之后，就可用式〔12.47〕计算总的隆胀量（即 $d\varepsilon_y = m_{1k}^{s} d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_2^{s} d\left(u_a - u_w\right)$，式中：$d\varepsilon_y$

$=y$方向的应变增量，$(\sigma_y - u_a)=y$方向的净法向应力，（$u_a - u_w$）=基质吸力，m_{1k}^s=在K_0加荷条件下与$(\sigma_y - u_a)$有关的体积变化系数，m_2^s=与（$u_a - u_w$）有关的体积变化系数）。由于应力状态变量的变化可能较大，土的特性也可能随着应力水平的变化而变化。这样，有必要对式（12.47）在初始和最终应力状态之间积分，但此时应将土的性质视为应力状态的函数。如果将应力状态变量点绘于对数座标系而使本构面线性化，则上述复杂计算可以简化。此外，将基质吸力变量投影到净总应力面上，又可使问题进一步简化。

下面给出将初始和最终应力状态投影到净法向应力面上的总隆胀公式。将一维固结试验的结果绘于半对数座标系中（应力状态用对数座标），然后将得到的曲线斜率用于总隆胀公式，可以大大简化预测总隆胀的分析。原位应力状态等于在K_0加荷条件下的一维固结试验中量测得到的竖向膨胀压力。当然，预测的只是竖向的一维隆胀。这种竖向隆胀的预测正是轻型结构浅基础设计中很重要的问题。后面将分析加拿大 Saskatchewan 省两个与高膨胀性土有关的工程实例，以此来说明总隆胀预测理论的应用情况。

对于非K_0条件下加荷，横向也会有体积变化。横向的膨胀压力与若干变量有关，如第11章介绍的初始静止土压力系数、土的侧向变形模量等。如果土体具有较宽的干裂缝，在侧向膨胀压力形成之前，土中可能已经发生较大的横向变形。土的侧向与竖向膨胀压力之比，可以低到等于静止土压力系数，而静止土压力系数可能为零；也可以高到等于被动土压力系数（Pufahl 等 1983；美国陆军司令部，1983；Fourie，1989）。横向隆胀的预测可以用第12章介绍的体积变化理论进行预测，本处不进一步作讨论。

14.3.1 总隆胀公式

总隆胀或膨胀的计算方法与沉降计算相似。总隆胀量可根据相应于初始和最终应力状态的孔隙比变化及膨胀指数进行计算。公式的构成可以从孔隙比与对数应力状态的关系曲线上看出，公式推导中系假定应力路径已经投影到净法向应力平面上，如图14.17所示。总隆胀应力路径沿回弹曲线（即C_s），从初始应力状态移到最终应力状态。固结试验数据的回弹段可写成下列公式：

$$\Delta e = C_s \log\left(\frac{P_f}{P_0}\right) \qquad (14.2)$$

式中

Δe——在初始与最终应力状态之间孔隙比的变化（即$e_f - e_0$）；

e_0——初始孔隙比；

e_f——最终孔隙比；

C_s——膨胀指数；

P_0——初始应力状态，等于校正后的膨胀压力（即$P_0 = P_s'$）；

P_f——最终应力状态。

初始应力状态P_0，或校正的膨胀压力P_s'可等于上覆压力和等效基质吸力之和（图14.15）：

$$P_0 = (\sigma_y - u_a) + (u_a - u_w)_e \qquad (14.3)$$

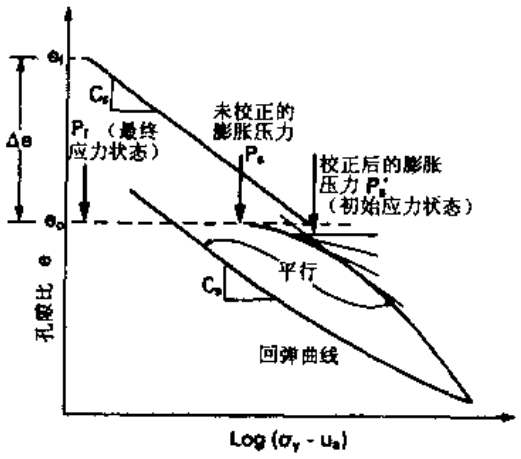


图14.17 表明取样扰动影响的一维固结试验结果

式中

σ_T——总上覆压力；

$(\sigma_T - u_a)$——净上覆压力；

u_a——孔隙气压力；

$(u_a - u_w)_e$——等效基质吸力；

u_w——孔隙水压力。

式（14.3）对初始应力状态 P_0 进行了定义。在实践中，P_0 值并不是计算得到的，而是在固结试验中作校正膨胀压力量测得到的。而最终应力状态 P_f 则必须考虑总应力的变化，以及最终的孔隙水压力状态，原位的孔隙气压力等于大气压力。最终孔隙水压力状态可以预测或估计，这将在下节解释。这样，最终应力状态 P_f 可写成下面的公式：

$$P_f = \sigma_y + \Delta\sigma_y - u_{wf} \tag{14.4}$$

式中

$\Delta\sigma_y$——由于开挖或回填置换造成的总应力变化。根据总应力是增加或减小，可分别赋予正号或负号；

u_{wf}——预测或估计的最终孔隙水压力。

单一土层的隆胀可用孔隙比的变化表示，写作：

$$\Delta h_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_{oi}} h_i \tag{14.5}$$

式中

Δh_i——单一土层的隆胀；

h_i——所考虑土层的厚度；

Δe_i——所考虑土层的孔隙比变化（即 $e_{0i} - e_{fi}$）；

e_{0i}——土层的初始孔隙比；

e_{fi}——土层的最终孔隙比。

式（14.5）中的孔隙比变化 Δe_i 可根据土的性质和应力状态进行改写（式（14.2）），给出土层隆胀的下列公式：

$$\Delta h_i = \frac{C_r}{1 + e_{oi}} h_i \log \frac{P_{fi}}{P_{oi}} \tag{14.6}$$

式中

P_{fi}——土层的最终应力状态；

P_{oi}——土层的初始应力状态。

若干土层产生的总隆胀量 ΔH 等于每单一土层隆胀之和：

$$\Delta H = \Sigma \Delta h_i \tag{14.7}$$

14.3.2　最终孔隙水压力的预测

基础或路面下的最终孔隙水压力可由预测或估计得到。预测时必须考虑地表通量的边界条件（即入渗、蒸发、蒸腾）和地下水位的变化。地表通量条件因地理位置而异，取决于气候条件。Russam 和 Coleman（1961）建立了沥青路面下的平衡吸力与 Thornthwaite 湿度指数之间的关系。然而，对一些小型结构物而言，则常常是人为原因，如水管渗漏或排水不良，决定土的最终孔隙水压力。

估计最终孔隙水压力，有三种可行方法，如图 14.18 所示。第一，可假定地下水位将升至地表，造成静水压力条件。这种假定用于预测最大总隆胀量；第二，可假定在整个深度内孔隙水压力趋近于零。这种假定看起来是现实的，但它不是一种平衡状态，这一点必须注意到。在许多情况下，这种假定对最终孔隙水压力状态能够提供适当的估计；第三，可假定在长期平衡状态下，孔隙水压力保持微小负值。这种假定预测的是最小总隆胀量。也可以将上述各种假定随深度进行改变。然而，可能浸湿的深度是有限的。在多数情况下，上述任何假定均能给出相似的隆胀量，这是因为大部分的隆胀发生于最上面的土层。该处的基质吸力变化最大。

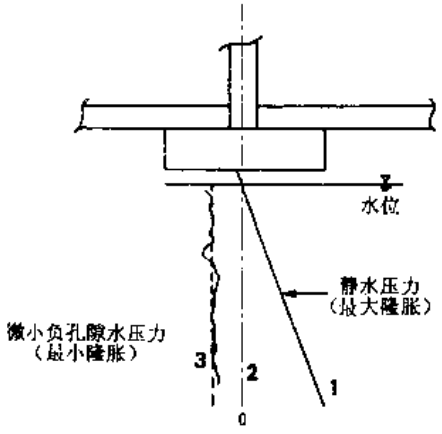


图 14.18 最终孔隙水压力分布的可能性

14.3.3 隆胀计算实例

可用下面实例说明总隆胀量的计算。第一个例子考虑厚 2 m 的膨胀性粘土层（图 14.19），土的初始孔隙比是 1.0，总单位重是 18.0 kN / m^3，膨胀指数是 0.1。仅在深度为 0.75 m 处取得一个试样进行固结试验。试验数据得出，校正的膨胀压力为 200 kPa，假定在整个厚 2 m 的土层内，校正的膨胀压力为常量。

假定地面被不透水层（如沥青）所覆盖。由于蒸发和蒸腾的中止，沥青层下土体中的负孔隙水压力随时间增长。为分析目的，假定在整个深度内最终孔隙水压力均增大至零。

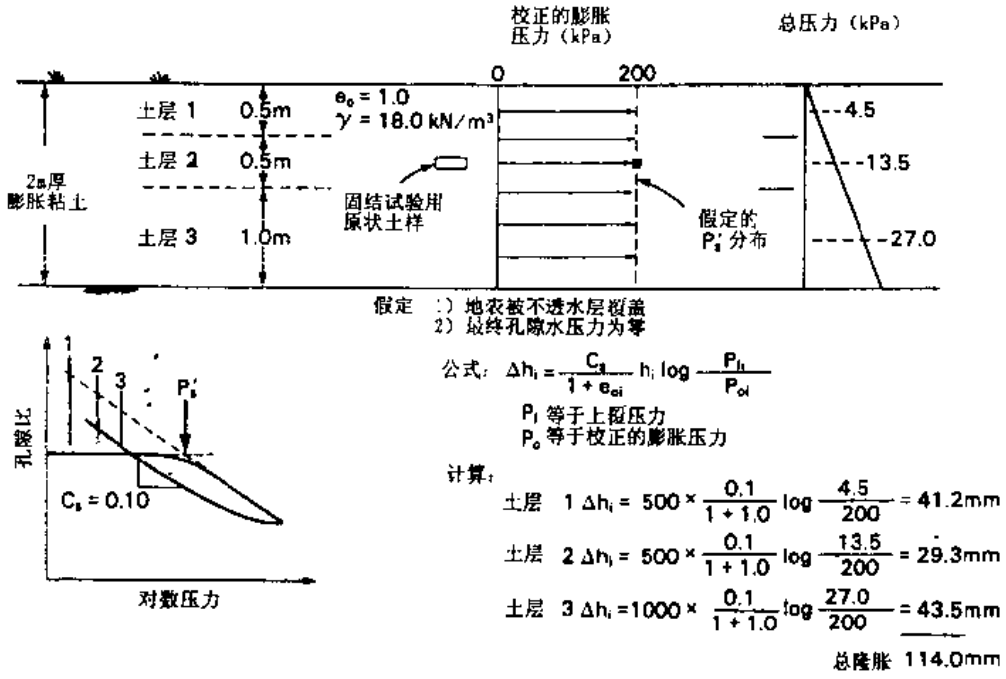
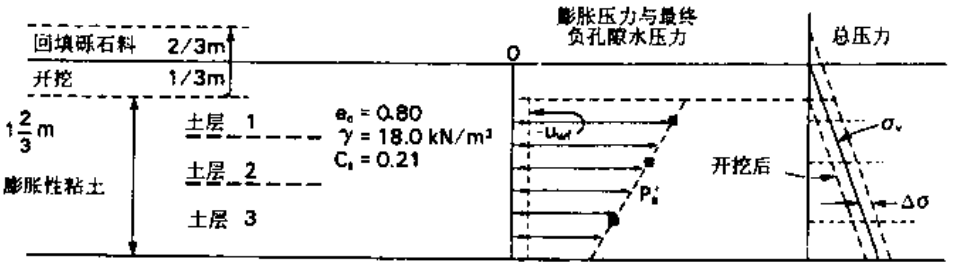


图 14.19 实例 1 中的总隆胀计算

将 2 m 厚的土层分为 3 层，计算每一层的隆胀量时考虑该层中点的应力变化。在所有深度内，初始应力状态 P_0 均等于校正的膨胀压力。最终应力状态 P_f 即为上覆压力。利用式（14.6）

计算每一层的隆胀。图 14.19 中的计算表明，总隆胀为 11.4 cm 。大约 36 %的总隆胀发生于最上部四分之一的土层中。从计算中也可以看出，如果从地表往下，每一土层均浸湿将会产生隆胀。

第二个实例的加荷条件更复杂些，计算结果示于图 14.20 。粘土层的厚度也是 2 m ，初始孔隙比是 0.8 ，总单位重度为 18.0 kN / m^3，膨胀指数是 0.21 。做了三个固结试验结果表明，校正的膨胀压力随深度减小（图 14.20 ）。



上层号	初始应力状态 厚度 (mm)	$P_0 = P_0'$ (kPa)	初始上覆压力 σ_v (kPa)	总应力改变 $\Delta\sigma$ (kPa)	最终应力状态 最终孔隙水压力 u_{wf} (kPa)	P_f = $\sigma_v \pm \Delta\sigma - u_{wf}$ (kPa)	Δh_i (mm)
1	333	800	9.0	+6.0	-7.0	22.0	60.6
2	500	608	16.4	+6.0	-7.0	29.4	76.7
3	833	300	28.4	+6.0	-7.0	41.4	83.6
						总隆胀量	= 220.9mm

图 14.20　实例 2 中的总隆胀量计算

设工程设计建议挖除表面 1 / 3 m 厚的膨胀粘土，然后回填厚 2 / 3 m 的卵石料。假定卵石料的单位重度与粘土一样，将厚 $1\frac{2}{3}$ m 的膨胀性粘土分为 3 层，每层的厚度如图 14.20 的表中所示。

每层中点的初始应力状态 P_0 可用内插法从校正的膨胀压力分布曲线求得。最终应力状态 P_f 必须考虑最终孔隙水压力分布和总应力的变化，设最终孔隙水压力为–7.0 kPa 。这样就可用式（ 14.6 ）计算每一土层的隆胀量。算得的总隆胀量为 22.1 cm 。

在第二个实例的隆胀分析中做了两个假定：一是膨胀土的开挖和砾石料的置换回填这两个相互独立的过程之间没有充分的时间使孔隙水压力达到平衡，因而土体是按总应力的净变化产生变形的；第二，在估计最终负孔隙水压力时，假定土趋于饱和，在基质吸力面和总应力面上的回弹曲线斜率趋于同一数值。只要最终孔隙水压力相对较小，这个假定是合理的。

第三个实例说明在厚 4 m 的膨胀土层中隆胀量随深度的变化。计算结果表明，最大隆胀发生于接近地表部位。在靠近地表区内，基质吸力一般最大，而上覆压力则最小。结果，式（ 14.6 ）中的最终应力状态 P_f 与初始应力状态 P_0 的比值趋于最小值，因而产生最大隆胀量。

假定粘土层为水所浸湿，那么地层中的孔隙水压力变为零，图 14.21 示出层厚 4 m 的隆胀势分布与深度的关系。隆胀势的定义是地层剖面中每一土层的隆胀除以任一土层的最大隆胀。分析中假定了三种初始膨胀压力随深度的分布情况：第一种分布假定在整个深度内膨胀压力保持常量 720 kPa ；第二种分布假定常膨胀压力为 3600 kPa ；第三种分布假定膨胀压力呈线

性减小，从 720 kPa，到 4 m 深度处等于上覆压力。所有的情况都显示，隆胀势随深度降低很快。膨胀压力通常随土层深度减小，而在本例中，隆胀势的降低呈指数形式（图 14.21）。

只要知道土的初始体积-质量特性，便能估计膨胀时土的含水量变化 Δw：

$$\Delta w = \frac{S_f \Delta e}{G_s} + \frac{e_0 \Delta S}{G_s} \qquad (14.8)$$

式中

S_f——最终饱和度；

G_s——土粒比重；

ΔS——饱和度的变化。

最终饱和度可假定为趋近 100 %的某个值，孔隙比的变化 Δe 可由隆胀分析中得到。

14.3.4 工程实录

简要地介绍两个工程实录来说明在工程问题中总隆胀量预测的应用。

加拿大 Saskatchewan 省 Regina 市整平地面的筏板基础

1961 年，加拿大国家科技委员会建筑研究处监测了建于 Regina 市北部市中心的一座轻型工业建筑的性状。Yoshida 等（1983）发表了这个研究的详细资料。在筏板下不同深度埋设深标来监测土体的位移，并用中子湿度计探头来监测含水量的变化。在施工前的地质勘探工作中取了原状土样。对三个试样进行了“常体积”固结试验，膨胀压力随深度的变化示于图 14.22。本场地土的平均膨胀指数为 0.09。

大约建成一年后，房主发现筏板地面严重开裂。精密水准测量最大总隆胀量达 106 mm。房主同时发现耗水量显著增大（35000 L）。于是就发现了位于筏板下的热水管线发生渗漏，漏水处就在最大隆起处。立刻对渗漏进行修理。

在室内固结试验结果的基础上，对总隆胀量进行了预测。预测中对最终孔隙压力作了不同的假定。当假定土变为饱和，水位上升到筏板底面时，预测的总隆胀量为 141 mm；如假定负孔隙水压力降低至零，则预测的总隆胀量为 118 mm；当假定最终孔隙水压力分布为－50 kPa 时，预测得出的总隆胀为 66 mm。在隆胀分析的基础上，

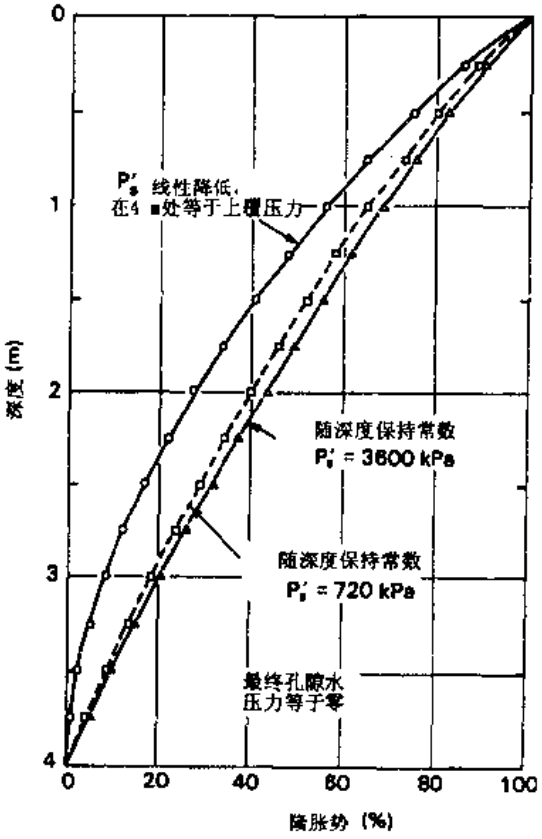


图 14.21 不同膨胀压力分布下膨胀势随深度的变化关系

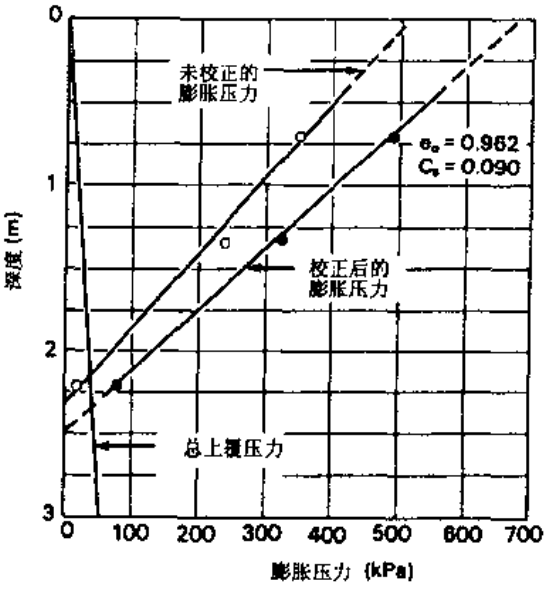


图 14.22 某轻型工业建筑场地 Regina 粘土的膨胀压力随深度的变化（引自 Yoshida 等，1983）

对于该工程而言，孔隙水压力为零的假定可能是最现实的。看来如果未对渗漏进行修复，隆胀还会进一步发展。对于不同深度隆胀的预测，与实际量测结果非常一致。

对实测膨胀压力进行校正的重要性可由采用未校正的膨胀压力预测隆胀的计算结果来说明：如假定最终孔隙水压力为零，且使用未校正的膨胀压力进行计算，则预测的隆胀是 103 mm 。这个结果较之实测的最大隆起要小，且比采用校正预测的膨胀压力 118 mm 要低 13 %。

加拿大 Saskatchewan 省 Eston 地区 Eston 学校

加拿大 Saskatchewan 省 Eston 地区的土具有较高的膨胀势。该地区在冰碛土上分布有厚约 $7\frac{1}{2}$ m 的高塑性棕色粘土。很多轻型结构都发生了严重的事故，特别引人注目的是建于 19 世纪 20 年代晚期的 Old Eston 学校。

该校舍是建在混凝土条基上，地下室木地板由混凝土独立基础支承。房屋为两层结构，两层都有教室。一层地面大约比室外地面低 1.2 m 。而混凝土外墙的基础底面则在室外地面下大约 1.8 m 处。

在内部基础下发生了大量的隆胀，虽然隆起过程的记载不很准确，然而可以明显看出，在地下室的局部范围，隆胀是很大的。在学校的历史上曾经两次从内部基础下共挖除 150 ～ 300 mm 的土。根据维修记录，该校在使用期间共发生了高达 450 ～ 900 mm 的总隆胀。1960 年，地面发生了大量不均匀隆起，1967 年，该校建筑被拆平。

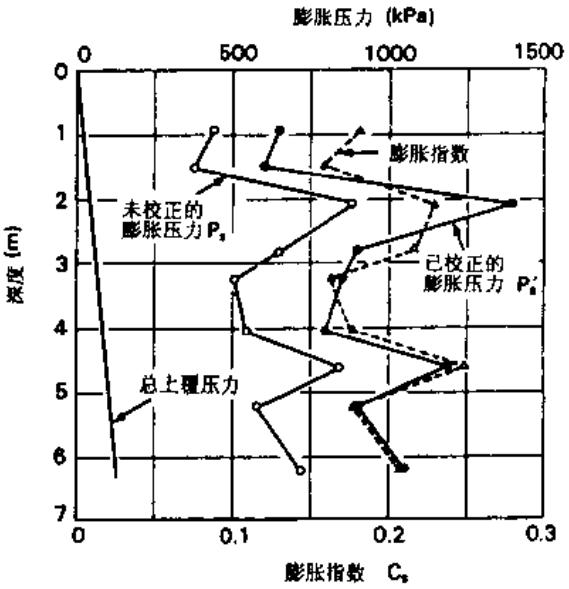


图 14.23　Eston 粘土膨胀指数和膨胀压力随深度的变化

1981 年，在该校邻近位置进行了地下勘察，并取原状土样做了“常体积”固结试验，试验结果示于图 14.23 。整个地层剖面的平均天然含水量是 25 %，平均塑限含水量是 27 %，平均液限含水量是 100 %，平均膨胀指数是 0.21 。由于对土的性质和学校的使用情况缺乏详细资料，不可能进行精确的总隆胀分析。然而，做些近似的分析还是有意义的。采用图 14.23 中的校正膨胀压力，并假定负孔隙水压力变为零，预测的隆起约为 990 mm 。如使用未校正的膨胀压力，则预测的隆起约为该值的 86 %（ 855 mm 左右）。

14.4　预测和减小隆胀的控制因素

下面几节将讨论控制总隆胀量的每一变量的作用（ Rao 等， 1988 ）。已校正的膨胀压力和膨胀指数是考虑的主要变量。还将说明对膨胀压力的取样扰动进行校正对隆胀预测的影响。讨论将考虑一个简单的情况，即土的性质，包括膨胀压力沿深度保持常数。这样，对隆胀预测的每一变量的影响也就可以清楚地看出来了。

同一例子还将用于说明膨胀土浸湿达不同深度时引起的隆胀百分比。这一分析可用于找出将发生最大膨胀的关键区域。人们常常试图以部分挖除膨胀土来降低隆胀势。下面也用同

一例子来讨论这种方法对减小隆胀量的有效性。

14.4.1 膨胀压力为常数时的闭式隆胀公式

如图 12.24 所示的例子，已校正的膨胀压力 P'_s 沿深度保持常数，并假定土体是均质的（即 e_0、ρ 和 C_s 不随深度变化）。以上假定在下面各节的举例中都适用。设土体吸收足够的水量，使整个土层的孔隙水压力都等于零。此外，还假定最终应力状态 P_f 等于总上覆压力。

在浸湿过程中，非饱和膨胀土发生膨胀，大部分隆胀发生在接近地表。该处的已校正的膨胀压力与总上覆压力之间的差别最大。隆胀往下连续发生，直至已校正的膨胀压力与总上覆压力没有差别的深度。本文中，将已校正膨胀压力等于总上覆压力的深度定义为膨胀有效深度 H：

$$H = \frac{P'_s}{\rho g} \qquad (14.9)$$

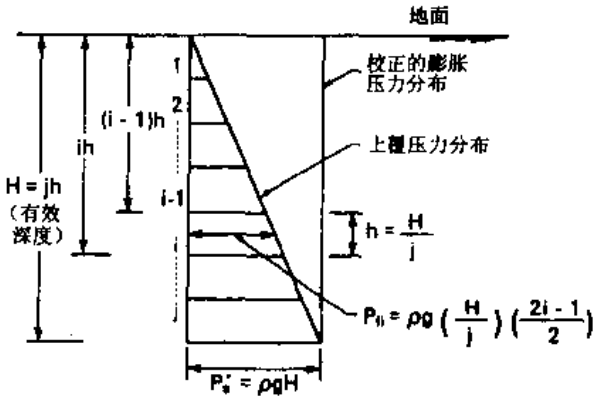


图 14.24 在膨胀压力为常数的例中上覆压力与膨胀压力分布随深度的变化

式中

H——膨胀有效深度；

ρ——土的总质量密度，假定其不随深度变化；

g——重力加速度。

在有效深度的上述定义中，系假定最终孔隙水压力在整个土层剖面内达到零。

进行隆胀分析时，首先将算得的有效深度划分为 j 个厚度相等的土层（即 $h_i = h$）：

$$h = \frac{H}{j} \qquad (14.10)$$

式中

h——土层厚度。

先要确定为精确预测总隆胀需要考虑的土层数目，初始应力状态 P_{0i} 等于校正的膨胀压力 P'_s，前者可用式（14.9）中的有效深度来确定：

$$P_{0i} = \rho g H \qquad (14.11)$$

从地表算起，第“i”个土层的最终应力状态 P_{fi} 等于该土层的平均上覆压力：

$$P_{fi} = \rho g \frac{(i-1)h + ih}{2} \qquad (14.12)$$

式中

i——土层序号（即，1，2，……，j）。

在式（14.12）中，土层厚度 h 可以写为总厚度除以土层数（即式（14.10））：

$$P_{fi} = \frac{\rho g H(2i-1)}{2j} \qquad (14.13)$$

由此可以得出每一土层的隆胀公式，然后求和即可得到总隆胀量。每一土层的隆胀量是将从式（14.10）、（14.11）和（14.13）分别得到的 h_i、P_{0i} 和 P_{fi} 代入公式（14.6）算

将从式（14.10）、（14.11）和（14.13）分别得到的 h_i、P_{0i}和 P_{fi}代入公式（14.6）算出的。整个浸湿有效深度内的总隆胀由每一土层的隆胀求和得到：

$$\Delta H = \frac{C_s H}{1+e_0}\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j}\log\left(\frac{2i-1}{2j}\right) \qquad (14.14)$$

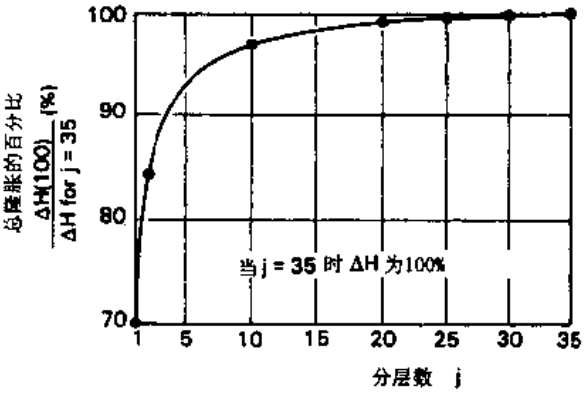


图 14.25　总隆胀的百分比随层数的变化

当划分的土层数多于 35（即 $j=35$）时，计算的总隆胀量不随土层数而有太大的变化。图 14.25 给出了分析时采用的土层数划分为 35 层与其它不同层数划分时算出的总隆胀量的关系，以划分为 35 层时算出的总隆胀作为百分之百。假定分析中采用 35 层，则式（14.14）可简化为：

$$\Delta H = -0.430\frac{C_s H}{1+e_0} \qquad (14.15)$$

式中

-0.430——下列项的计算值：

$$\frac{1}{35}\sum_{i=1}^{35}\log\left(\frac{2i-1}{70}\right) \qquad (14.16)$$

对于无限土层数的情况，从闭式解可知（Li，1989），式（14.15）中的常数 0.430 趋近于 0.434 。

式（14.15）所表达的总隆胀量，在以后的讨论中将作为一个参考量，与不同的现场条件（如部分浸湿有效深度、开挖与回填）算出的隆胀量相比较，一般而言，在总隆胀分析中用 10 层即可满足实际精度要求。

将式（14.9）代入式（14.15），同时假定单位重度（即ρg）等于 20kN / m^3，初始孔隙比 e_0为 1.0，得如下公式：

$$\Delta H = -0.01075\ C_s P_s' \qquad (14.17)$$

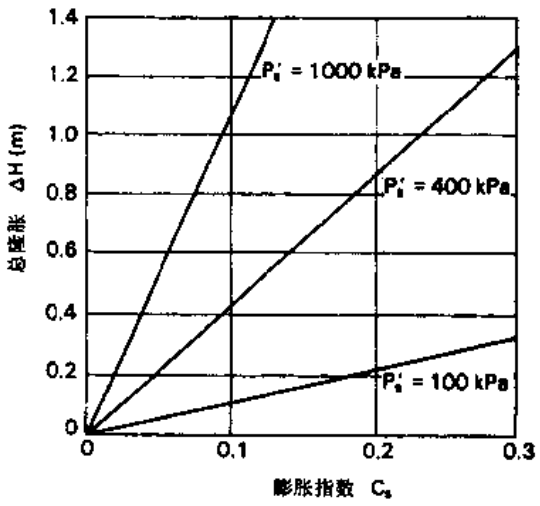


图 14.26　在已校正的不同膨胀压力下，总隆胀与膨胀指数的关系

P_s'和 ΔH 的单位分别为 kPa 和 m 。已校正的膨胀压力和膨胀指数是隆胀预测中两个重要的变量。图 14.26 和 14.27 是从式（14.17）得出的曲线，用以说明不同的膨胀指数和膨胀压力下总隆胀量的大致数值。总隆胀量随上述两变量呈线性变化，从另一方面看，精确地确定膨胀土的膨胀压力与确定膨胀指数是同等重要的。

14.4.2　膨胀压力的校正对总隆膨胀预测的影响

对膨胀压力做取样扰动影响的校正将增大孔隙比的变化，如图 14.28 所示。这样，算得的总隆胀量也将增大〔参见式（14.5）〕。相应于已校正膨胀压力的孔隙比变化，可以 P_s'代替 P_0从式（14.2）计算得出（见图 14.28）：

$$\Delta e = C_s \log\left(\frac{P_f}{P_s'}\right) \qquad (14.18)$$

相应于未校正膨胀压力 P_s 的孔隙比变化（见图 14.28）可以写成：

$$\Delta e' = C_s \log\left(\frac{P_f}{P_s}\right) \qquad (14.19)$$

隆胀或孔隙比变化的差别可由式（14.18）减去式（14.19）得到：

$$\Delta e - \Delta e' = C_s \log\left(\frac{P_s}{P_s'}\right) \qquad (14.20)$$

将两种孔隙比变化之差与采用校正膨胀压力时的孔隙比变化相比，得：

$$\frac{\Delta e - \Delta e'}{\Delta e'} = \frac{\log\left(\frac{P_s}{P_s'}\right)}{\log\left(\frac{P_f}{P_s}\right)} \qquad (14.21)$$

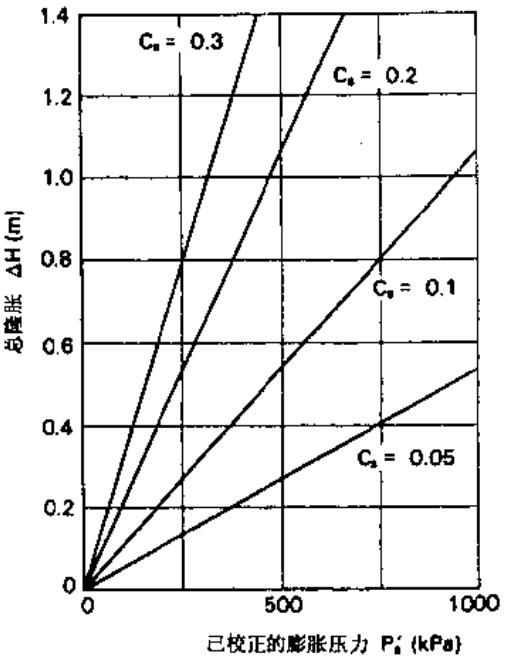


图 14.27 在不同的膨胀指数条件下，总隆胀与已校正的膨胀压力之关系

式（14.21）可用图 14.29 表示。图中考虑了不同膨胀压力比（P_s' / P_s）和（P_f / P_s）。换言之，初始应力状态和最终应力状态均以未校正的膨胀压力为参考值。该图表明，两种隆胀预测的相对差值随着已校正的和未校正的膨胀压力差异的增加（即 P_s' / P_s 的增加）而增加。通常情况下，已校正的膨胀压力要比未校正的大二至三倍（即 P_s' / P_s 可达到 2～3（Fredlund，1983）（见第 13 章））。隆胀的相对差值也随上覆压力的增加（即 P_f / P_s 的增加）而增加。两种总隆胀预测之间的差别可能相当大。

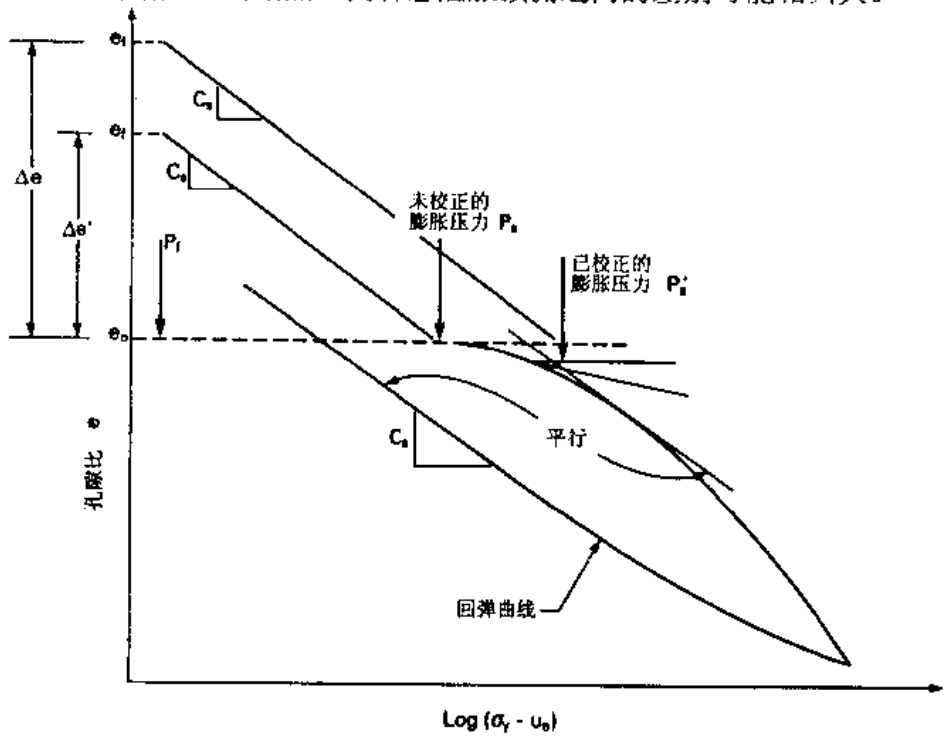


图 14.28 对应于已校正的和未校正的膨胀压力之孔隙比变化

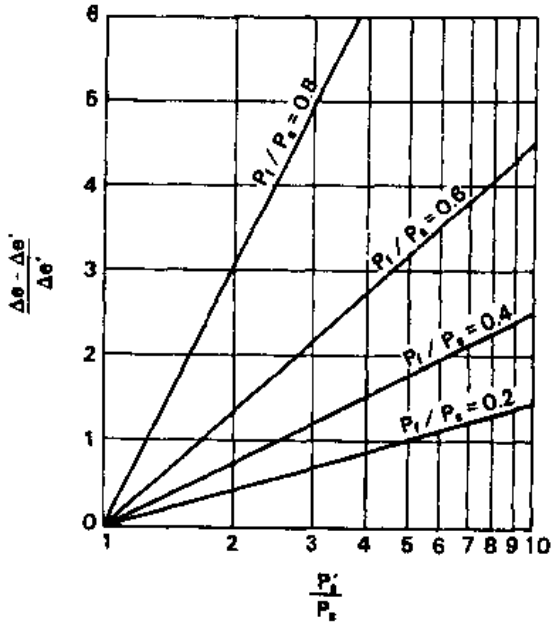


图 14.29　在不同的覆盖压力下，膨胀压力的校正对孔隙比变化计算值的影响

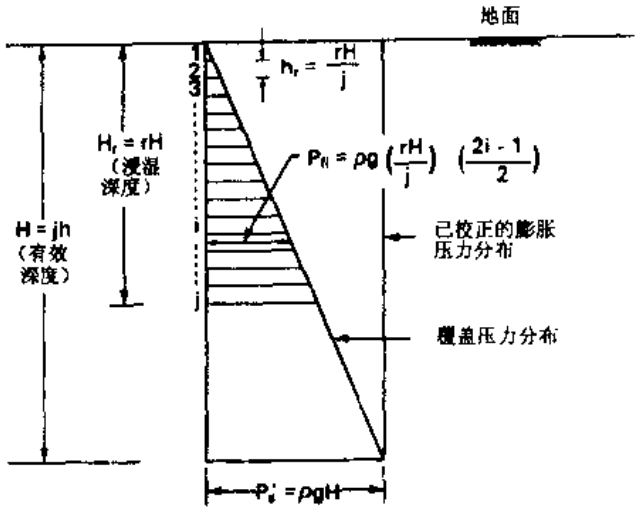


图 14.30　有效深度内部分浸湿情况下的压力分布与变量的定义

14.4.3　顶部浸湿到某一特定深度的例子

图 14.30 研究从地表到某一特定深度土被浸湿（如地面淹水）情况应予考虑的变量。例如，由于入渗水量不足仅浸湿部分有效深度的情况。令 H_r 为有效深度内被浸湿的部分（即 rH）。为进行总隆胀计算，将浸湿区也分为“ j ”个土层。每层的隆胀量可根据图 14.30 中所示变量按式（ 14.6 ）算出：

$$\Delta h_{ri} = \frac{C_s}{1+e_0}\frac{rH}{j}\log\left\{\frac{\rho g r H(2i-1)/2j}{\rho g H}\right\} \qquad (14.22)$$

式中

Δh_{ri}——部分有效深度浸湿时单层的隆胀；

r——土层浸湿率（等于 H_r / H ）。

式（ 14.22 ）可简化为：

$$\Delta h_{ri} = \frac{C_s}{1+e_0}\frac{rH}{j}\left\{\log\left(\frac{2i-1}{2j}\right) + \log r\right\} \qquad (14.23)$$

式（ 14.23 ）可用于浸湿区的所有土层，得总隆胀：

$$\Delta H_r = \frac{C_s H}{1+e_0} r\left\{\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j}\log\left(\frac{2i-1}{2j}\right) + \log r\right\} \qquad (14.24)$$

对于“ j ”等于 35 的情况，将式（ 14.15 ）代入（ 14.24 ）得：

$$\Delta H_r = \frac{C_s H}{1+e_0} r(-0.430 + \log r) \qquad (14.25)$$

当“r”等于1.0时，整个有效深度都被浸湿，式（14.25）恢复到式（14.15）。式（14.25）和（14.15）比较如下：

$$\frac{\Delta H_r}{\Delta H} = r(1 - 2.326\ \log r) \qquad (14.26)$$

图14.31表示不同百分比的土层被浸湿时式（14.26）的计算结果，这个关系对于不同的膨胀压力和膨胀指数值都是一样的。例如，可以看出，当浸湿深度为有效深度的40～50%时，将会发生80%的总隆胀量。这个例子可用来说明，一种可能的做法是，在建筑施工之前，将场地淹水，使大部分总隆胀预先发生。这个方案对实际工程是否可行，可能还要取决于其他因素，如土的特性和结构物的设计。

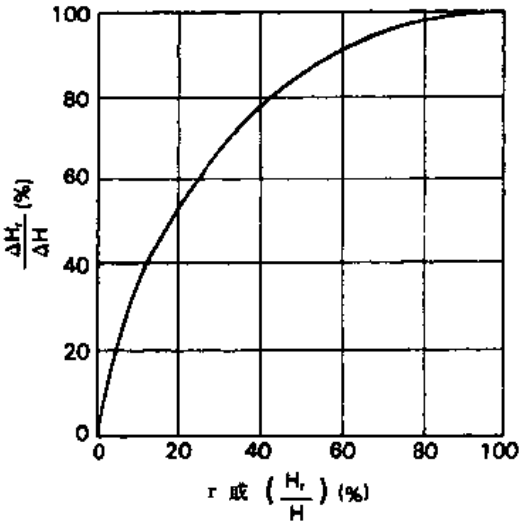


图14.31 部分深度浸湿时的预测隆胀与整个有效深度全部浸湿总隆胀之比

14.4.4 挖除部分土层并回填非膨胀土的例子

本节将考虑挖除上部土层的可能性，以此作为情况Ⅰ。如果挖除部分用非膨胀土回填，这种条件下的总隆胀量计算则作为情况Ⅱ。图14.32表示这两种情况。情况Ⅰ系假定有效深度不受土层挖除的影响。这两种情况的总隆胀量计算，都考虑整个有效深度全浸湿的条件。

对于情况Ⅰ，可将图14.32中所示有关变量代入式（14.6），算出任一膨胀土层的隆胀：

$$\Delta h_{li} = \frac{C_s}{1+e_0} \frac{(1-l)H}{j} \log\left\{\frac{\rho g(1-l)H(2i-1)/2j}{\rho g H}\right\} \qquad (14.27)$$

式中

Δh_{li}——当有效深度部分挖除时某一膨胀土层的隆胀；

l——土层挖除率（等于 H_1 / H）。

式（14.27）经整理可写成：

$$\Delta h_{li} = \frac{C_s}{1+e_0} \frac{(1-l)H}{j} \left\{\log\left(\frac{2i-1}{2j}\right) + \log(1-l)\right\} \qquad (14.28)$$

情况Ⅰ的总隆胀可由每一土层的隆胀量求和得到：

$$\Delta H_l = \frac{C_s H}{1+e_0}(1-l)\left\{\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j} \log\left(\frac{2i-1}{2j}\right) + \log(1-l)\right\} \qquad (14.29)$$

当“j”等于35时，将式（14.15）代入（14.29）得：

$$\Delta H_l = \frac{C_s H}{1+e_0}(1-l)\{-0.430 + \log(1-l)\} \qquad (14.30)$$

当 $l=0$，即没有进行挖除时，式（14.30）恢复成式（14.15）；当 $l=1$ 时，整个有效深度被挖除，也就不存在隆胀问题。对式（14.30）和（14.15）作一比较，可写成：

$$\frac{\Delta H_l}{\Delta H} = (1-l)\left\{1 - 2.326\ \log(1-l)\right\} \qquad (14.31)$$

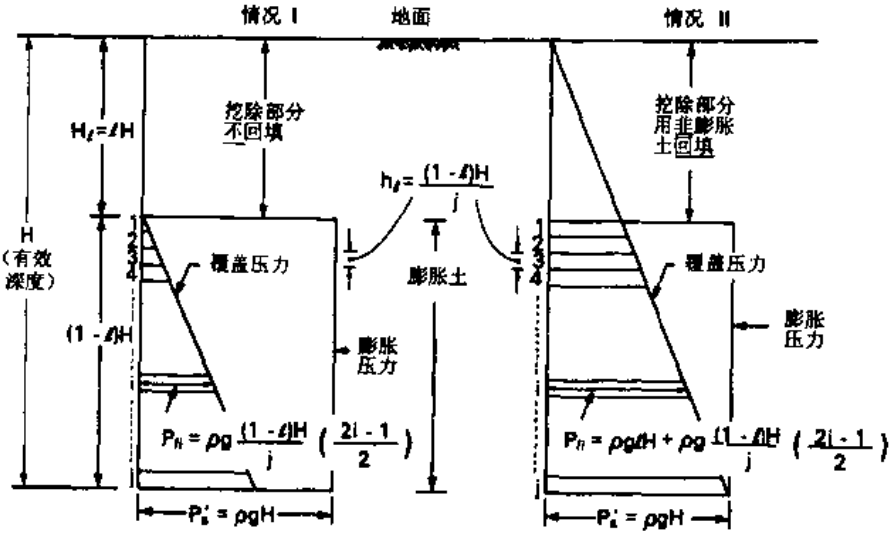


图 14.32　在有效深度内部分挖除并以非膨胀土回填情况下的压力分布和各变量的定义

式（14.31）的计算结果如图 14.33 所示（即挖除而不回填的情况）。

对于情况 II，挖除部分用非膨胀土回填。假定回填土的总密度等于挖除部分土的密度，则情况 II 的总隆胀 ΔH 可用图 14.32 所示的变量算出：

$$\Delta H_b = \frac{C_s H}{1+e_0}(1-l)\left[\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j}\log\left\{l + \frac{2i-1}{2j}(1-l)\right\}\right] \qquad (14.32)$$

如果 $l=0$，算出的是最大隆胀；如果 $l=1$，则隆胀为零。对式（14.32）与（14.15）进行比较，得：

$$\frac{\Delta H_b}{\Delta H} = -2.326(1-l)\left[\frac{1}{j}\sum_{i=1}^{j}\log\left\{l + \frac{2j-1}{2j}(1-l)\right\}\right] \qquad (14.33)$$

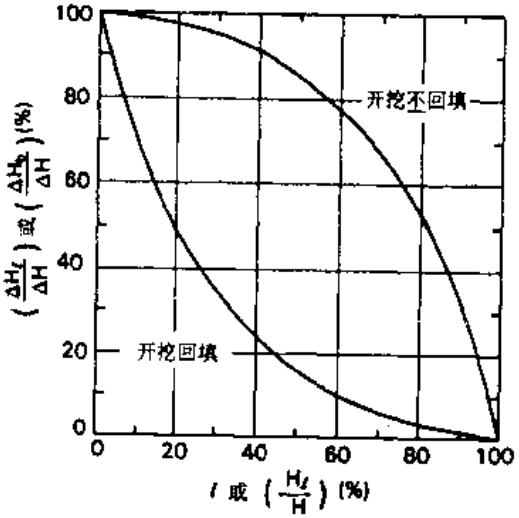


图 14.33　部分开挖不回填和开挖后回填部分的总隆胀与有效深度全浸湿的总隆胀之比

情况 I 与情况 II 的无量纲关系见图 14.33，该图适用于所有的膨胀指数和膨胀压力，并显示开挖与回填对总隆胀计算结果的影响。

例如，图 14.33 表明，如果有效深度的 50 % 被挖除，总隆胀仍占不挖除情况预测量的 86 %。然而，如果挖除部分用非膨胀土回填，则总隆胀仅为不挖除情况预测量的 15 %。换言之，除非用非膨胀性土进行回填，有效深度范围内膨胀土的部分挖除并不能显著减小总隆胀量。

还可假定其它可能的边界条件，不过，上述例子已经说明利用总隆胀预测公式可以绘制图表的类型。这类图表对于在膨胀土上修建结构物时做工程决策有很大的帮助。通过此类图表的应用，

可以研究多种可能的降低隆胀的补救措施，如浸水、开挖和回填等。

14.5 关于湿陷性土的说明

当基质吸力降低时，膨胀土呈现体积的增大，而基质吸力的降低却使湿陷性土呈现体积的减小。湿陷性土具有开敞型的结构，土中大孔隙的存在是形成亚稳定结构的原因。在低于最佳含水量情况下，压实的低密度土常常呈现湿陷性。一般情况下，湿陷性土是非饱和的，基质吸力的降低是发生湿陷的主要原因之一（Matyas 和 Radhakrishna，1968；Escario 和 Sáze，1973；Cox，1978；Lloret 和 Alonso，1980；Maswoswe，1985）。

Tadepalli（1990）用可量测基质吸力的特别固结仪进行湿陷性土的试验。土样在固结环刀中静压成型，在试样侧面装设小插头张力计，以便在试验中测量基质吸力，然后，在含水量保持常数的条件下，对试样施加总压力。达到平衡之后使试样浸水，结果，在吸力趋于零的过程中试样体积逐渐减小。在浸水过程的各时间间隔，同时量测基质吸力和体积减小的数据。

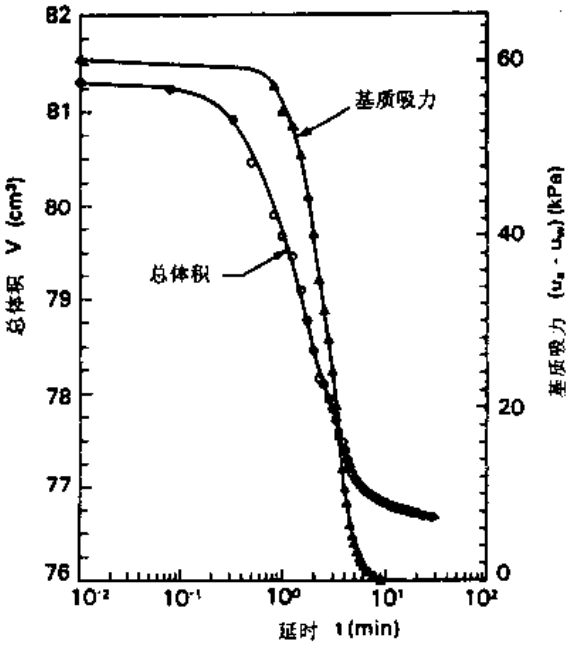


图 14.34 压实的印度 Head 粉砂试样在浸水后基质吸力和总体积随时间的变化（引自 Tadepalli 等，1992）

印度 Head 粉砂在浸水过程中的体积变化和基质吸力量测数据示于图 14.34 和 14.35。两图分别表示小试件和大试件的试验结果。结果表明，湿陷过程中，基质吸力变化与总体积变

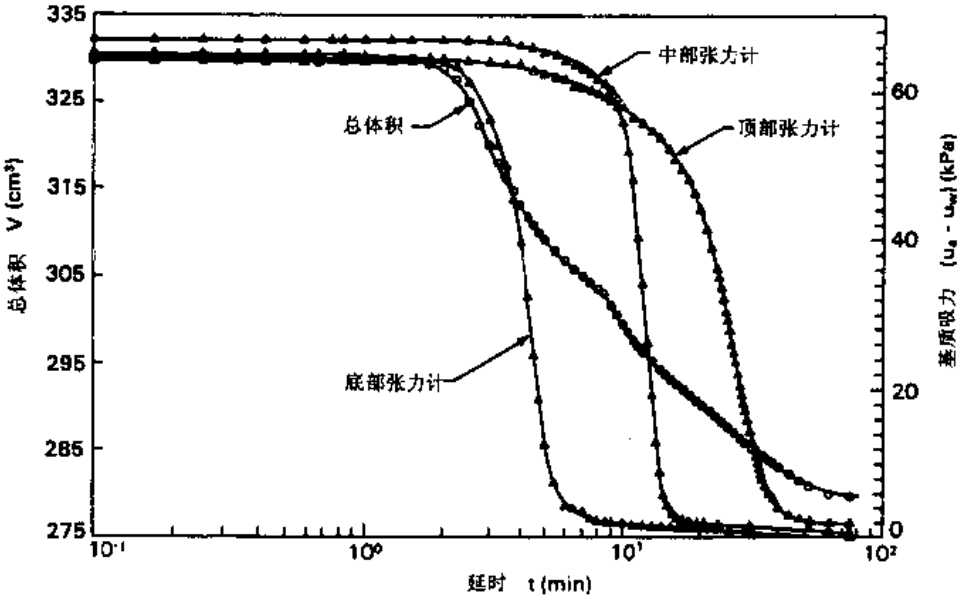


图 14.35 压实的印度 Head 粉砂试样在浸水后基质吸力（用 3 个张力计量测）和总体积随时间的变化（引自 Tadepalli 等，1992）

化之间存在唯一性的关系。图 14.35 说明，随着基质吸力的降低，土的体积逐渐变化，当整个试样的基质吸力都降至零时，体积变化停止。密西西比三角洲粉土的非饱和试样也呈现类似现象，如图 14.36 所示。

湿陷过程中的体积变化可用第 12 章介绍的基质吸力变化与体积变化理论进行预测。在此情况下，净法向应力没有变化，孔隙气压力基本上等于大气压力。然而，与具有稳定结构的土类不同，亚稳定结构的土（湿陷性土）的体积变化模量将具有正号。这就是说，基质吸力变量的降低会导致体积的减小。图 14.37 表示印度 Head 粉砂在浸水过程中预测的与实测的体积变化的比较。预测的体积变化是根据预测的基质吸力计算求到的。

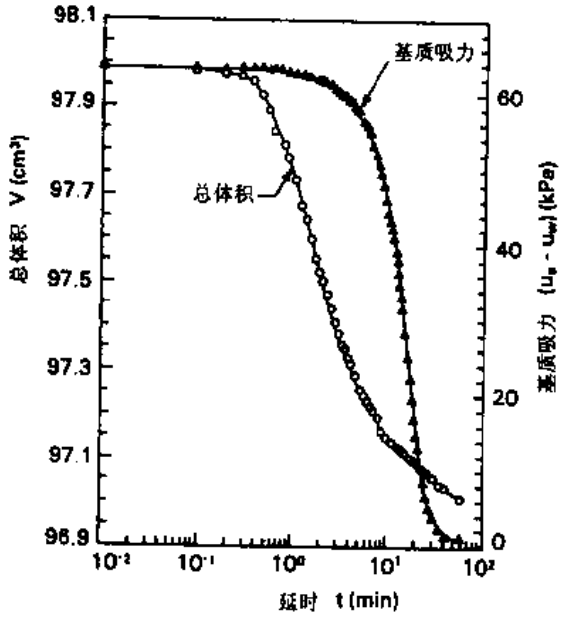


图 14.36　非饱和的密西西比三角洲粉土试样在浸水后基质吸力和总体积随时间的变化（引自 Tadepalli 等，1992）

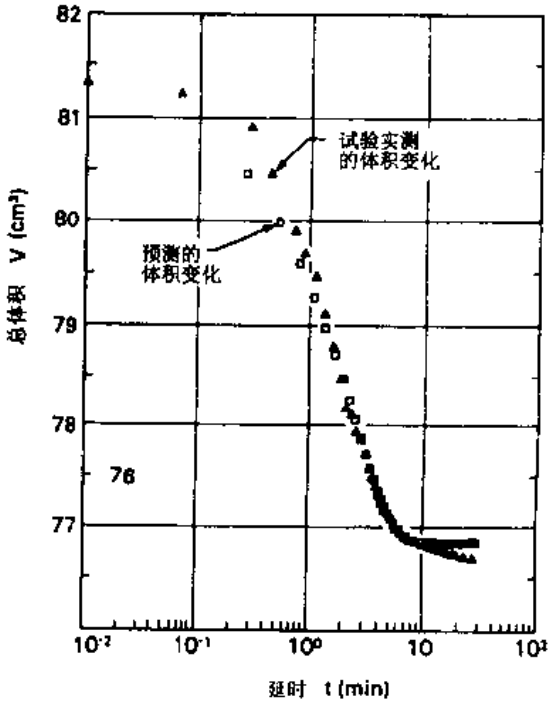


图 14.37　压实的印度 Head 粉砂在湿陷过程中，预测的与实测的体积变化的比较（引自 Tadepalli 和 Fredlund，1991）

第 15 章　一维固结与膨胀

在第 8 章介绍过，对非饱和试样加荷将产生超孔隙气压力和孔隙水压力。超孔隙压力会随时间增长而消散，最终回到加荷以前的数值。孔隙压力的消散过程称为固结，这个过程导致土体积的减小或沉降。

本章将推导出描述非饱和土固结和膨胀性状的理论。推导的结果是描述气体和水的两个瞬变流方程。除了超孔隙气压力瞬时消散的情况之外，假定空气和水的流动存在相依关系。对于超孔隙气压力瞬时消散的情况，仅需要水的流动方程来描述固结（和膨胀）过程。

任意时刻孔隙压力的变化可用来计算应力状态变量的变化，这样，如本书第 12 和 13 章介绍的，体积变化也可用本构方程和体积变化系数算出。

15.1　文献综述

本节将总结饱和土与非饱和土固结方程的发展过程。Terzaghi（1943）导出了饱和土一维固结的经典理论。在推导过程中采用了若干假定，例如：1）土是均质并饱和的；2）小应变情况；3）在固结过程中体积变化系数 m_v 和渗透系数 k_s 保持常数；4）水和土颗粒不可压缩。

Terzaghi 在其经典推导中将饱和土的本构方程与流动定律结合起来。通过使用体积变化系数 m_v 这一土性指标，用本构方程描述应力状态变化同土结构变形之间的关系。Terzaghi（1936）提出用有效应力 $(\sigma - u_w)$ 作为应力变量来描述饱和土的性状，用 Darcy 定律来计算固结过程中水的流动速率。Darcy 定律使用称为渗透系数 k_s 的土性指标将水的流动速率与水头梯度联系起来。

饱和土的连续条件要求土单元的体积变化等于单元中水的体积变化。根据连续条件可得到 Terzaghi（1943）提出的固结方程：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} \qquad (15.1)$$

式中

c_v——固结系数（等于 $k_s / (\rho_w g m_v)$）；

k_s——饱和状态时（即 $S = 100\%$）水的渗透系数；

ρ_w——水的密度；

g——重力加速度；

m_v——饱和土的体积变化系数。

式（15.1）描述了固结过程中孔隙水压力随深度和时间的变化。孔隙水压力的变化引起有效应力 $(\sigma - u_w)$ 的变化。为计算体积变化，可将有效应力的变化代入本构方程，而该体积变化等于从饱和土中流出的水体积。算出体积变化之后，可用它来计算整个固结过程中土的

体积-质量特性，如孔隙比、含水量和密度。

1941 年，Boit 对含有封闭气泡的非饱和土提出了一般性固结理论，建立了两个以有效应力$(\sigma - u_w)$和孔隙水压力 u_w 表达的本构方程，将应力与应变联系起来。换言之，这时已经认识到区分总应力和孔隙水压力作用的必要性。一个方程建立孔隙比与应力状态的关系；另一个方程建立含水量与土的应力状态的关系。Boit 理论所采用的假定与 Terzaghi 理论采用的类似。对于一维固结，Boit 理论得到的方程也与式（15.1）相似，只是其固结系数 c_v 经过修正，考虑了孔隙流体的压缩性。Larmour（1966），Hill（1967）和 Olson（1986）证明，使用修正的固结系数 c_v，Terzaghi 方程便可用来描述含有气泡的非饱和土的固结性状。Scott（1963）将孔隙比的变化及饱和度的变化引入含有气泡的非饱和土的固结方程中。

Blight（1961）推导得出干硬状非饱和土气相的固结方程。他在推导中使用了将质量传递与压力梯度联系起来的 Fick 扩散定律。

Barden（1965，1974）提出了压实非饱和粘土的一维固结分析，用 Darcy 定律描述气相和液相的流动。对于土的不同饱和度，提出了若干种独立的分析，但由于对非饱和土应力状态和本构关系缺乏了解，所以这些分析具有不确定性。

Fredlund 和 Hasan（1979）提出用两个偏微分方程，可以求解非饱和土固结过程的孔隙气压力和孔隙水压力。该方程假定气相是连续的，将 Darcy 定律和 Fick 定律分别应用于液相和气相的流动，并认为液相和气相的渗透系数都是土的基质吸力或某一体积-质量特性的函数。也就是说，在两个偏微分方程中包含了考虑渗透系数变化项，用两个方程联立求解。该方法通常称为两相流方法。

Fredlund 和 Hasan（1979）的公式在形式上与传统的 Terzaghi 一维公式〔即式（15.1）〕类似，并在非饱和与饱和两种情况之间可以平顺过渡。Lloret 和 Alonso（1981）也提出过类似的固结方程。

上述两个偏微分方程曾用于求解压实高岭土试样由于总应力和基质吸力的变化而引起水体积和总体积的变化性状（Fredlund 和 Rahardjo，1986）。从两个微分方程算出孔隙压力的变化，以及由此而引起的应力状态变量的变化，然后将后者代入土结构和液相的本构方程，算出非饱和土的体积变化。预测的体积变化与试验结果的比较表明，二者随时间的变化性状是一致的。可惜在试验过程中没有对试样的孔隙压力变化进行量测。

1984 年，Dakshanamurthy 等人将非饱和土的固结理论延伸到三维的情况。在三维公式的推导中，将连续方程和平衡方程联立起来。

Rahardjo（1990）在特别设计的 K_0 圆筒仪中对非饱和粉砂进行一维固结试验。仪器满足 K_0 加荷条件，并可在整个试样上同时测定孔隙气压力和孔隙水压力。试验过程中还独立地量测了总体积和液相体积的变化。结果表明，对于试验使用的该种土而言，超孔隙气压力基本上是瞬时消散的。另一方面，超孔隙水压力的消散则是随时间进行的过程。这个过程可用流体偏微分方程近似模拟。

15.2　建立公式所需的物理关系

饱和土的一维固结方程〔即式（15.1）〕可从满足饱和土单元体的连续条件导出。使本构方程对时间的导数与流速的散度相等，便可满足连续性方程。饱和土的本构方程将孔隙比变化 de 与有效应力变化 $d(\sigma - u_w)$ 相联系，而水在土体中的流动速率则用 Darcy 定律描述。

本构方程对时间的导数给出饱和土单元体总体积变化的速率。该饱和土单元体总体积变化的速率应等于从单元体流出水的净速率。

非饱和土的一维固结方程同样可用满足连续条件的方法来建立。在此情况下，土单元体的总体积变化等于单元体中水体积与气体体积变化量之和。第 12 章已经建立了非饱和土的连续方程。在 K_0 加荷条件下，土结构的一维固结本构方程如下：

$$\frac{dV_v}{V_0} = m_{1k}^s d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_2^s d\left(u_a - u_w\right) \qquad (15.2)$$

式中

dV_v / V_0——相对于土单元体初始体积的体积变化（即体积应变变化 $d\varepsilon_v$）；

V_v——单元体中的孔隙体积；

V_0——单元体的初始总体积；

m_{1k}^s——在 K_0 加荷条件下相应于净法向应力变化 $d\left(\sigma_y - u_a\right)$ 的体积变化系数；

m_2^s——在 K_0 加荷条件下相应于基质吸力变化 $d\left(u_a - u_w\right)$ 的体积变化系数。

在 K_0 加荷条件下，液相的本构关系可写为：

$$\frac{dV_w}{V_0} = m_{1k}^w d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_2^w d\left(u_a - u_w\right) \qquad (15.3)$$

式中

dV_w / V_0——相对于单元体初始体积的土单元体中水体积的变化；

V_w——单元体中的水体积；

m_{1k}^w——在 K_0 加荷条件下相应于净法向应力变化 $d\left(\sigma_y - u_a\right)$ 的水体积变化系数；

m_2^w——在 K_0 加荷条件下相应于基质吸力变化 $d\left(u_a - u_w\right)$ 的水体积变化系数。

气相的本构方程由土结构本构方程与液相本构方程相减得出，也可普遍表达为应力状态变量的函数：

$$\frac{dV_a}{V_0} = m_{1k}^a d\left(\sigma_y - u_a\right) + m_2^a d\left(u_a - u_w\right) \qquad (15.4)$$

式中

dV_a / V_0——相对于单元体初始体积的土单元体中气体体积的变化；

V_a——单元体中的气体体积；

m_{1k}^a——相应于净法向应力变化 $d\left(\sigma_y - u_a\right)$ 的气体体积变化系数；

m_2^a——相应于基质吸力变化 $d\left(u_a - u_w\right)$ 的气体体积变化系数。

图 15.1 表示由上述各方程确定的三个本构面之间的关系。在这些本构面上的任意应力点，各体积变化系数在连续条件下相互关联，即

$$m_{1k}^a = m_{1k}^s - m_{1k}^w \qquad (15.5)$$

以及

$$m_2^a = m_2^s - m_2^w \qquad (15.6)$$

当土饱和（即饱和度 S 为 100 %）时，四个体积变化系数 m_{1k}^a、m_2^s、m_{1k}^w 和 m_2^w 等于饱和土的 m_v 值。系数 m_v 可由饱和试样的一维固结试验求得。在饱和条件下，m_{1k}^a 和 m_2^a 的值将等于零〔式（15.5）和（15.6）〕。当土变为非饱和时（即 $S < 100$ %），系数 m_{1k}^s、m_2^s、

m_{1k}^{w} 和 m_2^{w} 的绝对值降低（图 15.1 ）。上述所有的系数都带负号（第 12 章），表明应力状态变量的增加导致体积的减小。在非饱和条件下，系数 m_2^{w} 的绝对值要大于系数 m_2^{s} 的绝对值。也就是说，由于基质吸力的增加所引起的土中水体积的变化要大于所引起的土单元体总体积的变化。结果，基质吸力的增加造成饱和度的降低；另一方面，系数 m_{1k}^{s} 的绝对值要大于系数 m_{1k}^{w} 的绝对值，因为由净法向应力所引起的土单元体总体积的变化要大于它所引起的单元体中水体积的变化。

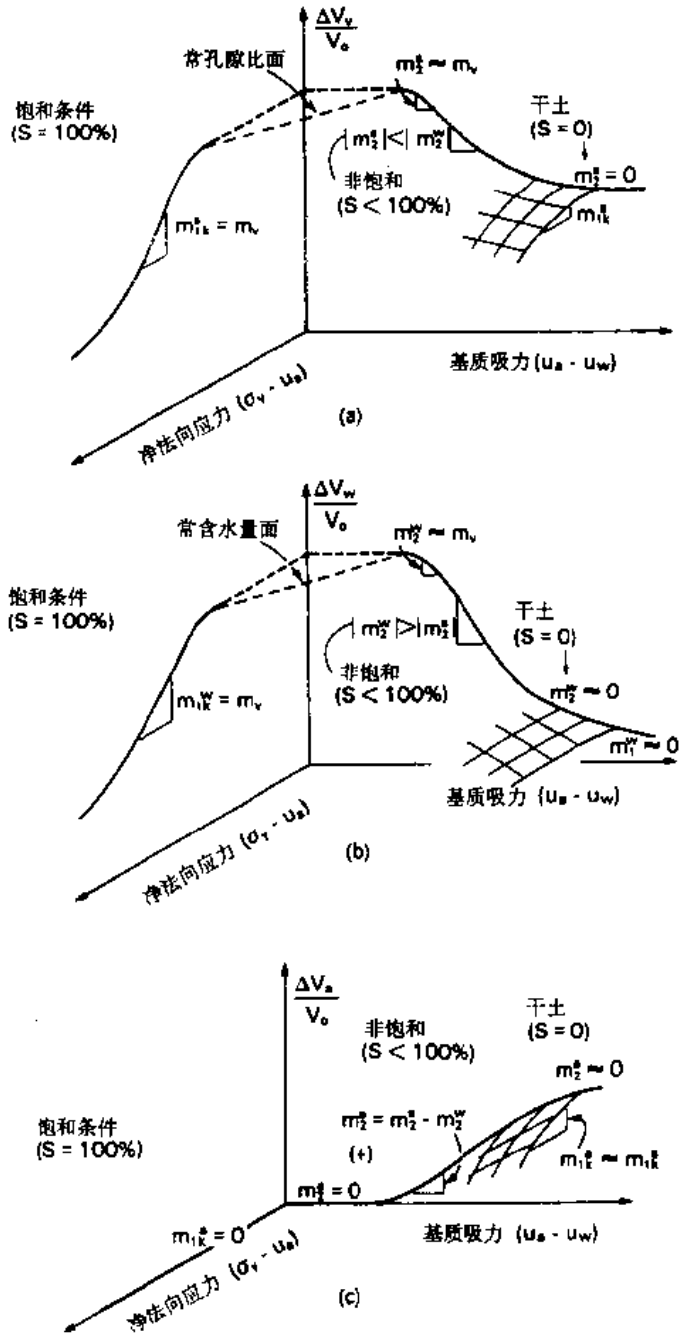


图 15.1　非饱和土的本构面

（a） 土结构本构面；　（b）液相本构面；

（c）气相本构面

当土趋于干燥状态（即 $S = 0$ ）时，系数 m_2^{s} 和 m_2^{w} 趋于零（图 15.1 ）。由此，系数 m_2^{a} 也趋于零〔式（ 15.6 ）〕。这意味着，当土的饱和度趋于零时，基质吸力的变化对土体积的变化不再起作用。土在干燥条件下发生的任何体积变化将主要是由于净法向应力的变化。然而，对干土来说，净法向应力的增加不太可能引起土中水体积的变化（即 $m_{1k}^{w} = 0$ ）。从另一个角度讲，干土的总体积变化仅仅与净法向应力变化引起的气体体积变化有关（即 $m_{1k}^{s} = m_{1k}^{a}$ ）。

Darcy 和 Fick 定律分别用于描述非饱和土中的水和气体的流动。这两个流动定律在第 5 章已经作过介绍。其它需用的物理关系还有理想气体定律（见第 2 章）和空气-水混合体的压缩性（见第 8 章）。

15.3　固结方程推导

在简单的等温瞬变流问题中，水与空气这两种流体可以在非饱和土中独立流动。因此，需用两个独立的偏微分方程来求解孔隙水压力和孔隙气压力与时间的关系（即两相流方法）。上述孔隙水和孔隙气的偏微分方程必须分别满足液相和气相的连续条件。对于二维和三维情况下的严格解，必须将连续方程与平衡方程相耦合（ Dakshanamurthy 等， 1984 ）。但在大多数情况下，在解非饱和土问题时，可以使用非耦合形式的连续方程。

在某些问题中，整个土体中的超孔隙气压力很小，或很快就消散掉（Rahardjo，1990）。在这些情况下，仅需求解液相的偏微分方程。例如，从边界缓慢浸湿而引起的非饱和土膨胀的预测便属于此种情况。在另外一些问题中，可能只有超孔隙气压力是主要的。此时，仅需求解孔隙气体的偏微分方程。

对土施加一个总应力的过程，使岩土工程师对土的性状能够有比较深入的了解。加荷后立即发生瞬时沉降，然后超孔隙水压力和孔隙气压力随时间逐渐消散掉。为了预测孔隙水压力和孔隙气压力随时间的变化，就需用孔隙水与孔隙气的偏微分方程联立求解。初始的超孔隙气压力和超孔隙水压力可以作为初始条件，它们可用第 8 章所介绍的孔隙压力参数进行估算。总加荷总会产生超孔隙气压力，该孔隙气压力小于超孔隙水压力。两种压力的大小取决于空气-水混合体的压缩性。

正如流动定律所描述的那样，令相应的本构方程对时间的导数等于流动速率的散度，便可推导得出液相和气相的一维瞬变流方程。本构方程对时间的导数控制不同应力条件下发生的变形量，而流动速率的散度则控制空气和水流动的快慢。

推导中使用的假定与 Terzaghi 对饱和土所提出的类似，但有某些例外和补充。

1）假定气相是连续的，然而，即使气相变为气泡，气相的渗透系数也会趋近于空气在水中的扩散率；在另一极端情况下，当空气体积较大时，则假定超孔隙气压力为大气压力。这样，就不需要对此情况求解气相的偏微分方程。

2）土的体积变化系数（即 m_{1k}^{w}、m_{2}^{w}、m_{1k}^{a} 和 m_{2}^{a}）在固结过程中保持常数。然而，在偏微分方程的求解过程中，也可以将这些系数取作应力状态的函数。

3）假定气相和液相的渗透系数在固结过程中是应力状态或土的体积-质量特性的函数。然而，在某些情况下，也假定渗透系数保持常数。

4）不考虑空气通过水的扩散、空气在水中的溶解、以及水蒸气移动等方面的影响。在大多数实际问题中，气相的初始与最终应力状态是相同的（即大气压力）。因此，压力增加时空气虽然会溶入水中，但亦可假定，当回到加荷前的边界条件时，空气会从溶液中逸出。

5）假定土颗粒和空隙水为不可压缩。

6）假定固结过程中发生的应变为小应变。

上述假定对于所有的情况而言不见得完全正确，但这些假定对于推导非饱和土普遍固结理论的初步尝试来说是合理的。

15.3.1 液相的偏微分方程

考虑一个非饱和土单元体，在一维固结过程中有空气和水的流动（图 15.2）。通过该单元体的水净流量可由一定时间内流入和流出单元体的水体积算出：

$$\frac{\partial V_{w}}{\partial t}=\left(v_{w}+\frac{\partial v_{w}}{\partial y}dy\right)dx\ dz-v_{w}dx\ dz \qquad (15.7)$$

式中

dV_w——在一定时间 dt 内，土单元体中水体积的变化；

$\partial V_w / \partial t$——通过土单元体的水净流量；

v_w——水在 y 方向通过土单元体单位面积的流动速率；

dx，dy，dz——分别为 x、y 和 z 方向上的三维无穷小量。

为表述每单位体积土的水净流量，重新整理式（15.7）得：

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t}=\frac{\partial v_w}{\partial y} \qquad (15.8)$$

式中

V_0——土单元体的初始总体积（即 dx，dy，dz）；

$\partial\left(V_w / V_0\right) / \partial t$——每单位体积土的水净流量。

将描述水流动速率 v_w 的 Darcy 定律代入式（15.8）得：

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t}=\frac{\partial\left(-k_w \dfrac{\partial h_w}{\partial y}\right)}{\partial y} \qquad (15.9)$$

式中

k_w——水的渗透系数。它是基质吸力的函数，而基质吸力在 y 方向却随不同位置而变化（即 $k_w\left(u_a-u_w\right)$）；

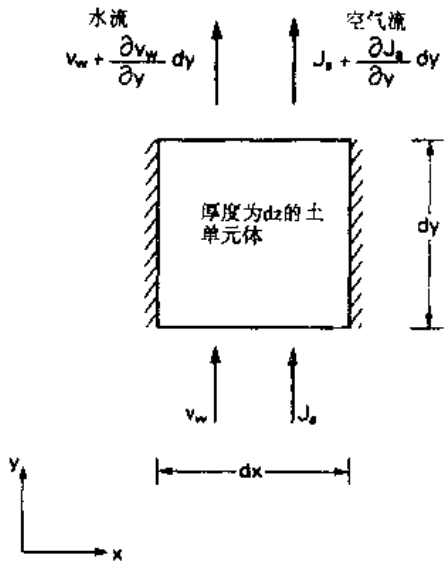


图 15.2　一维固结过程中空气和水的非稳态流

h_w——水头（等于重力水头加孔隙水压力水头，或表达为 $y+u_w / \left(\rho_w g\right)$）；

y——高程；

u_w——孔隙水压力；

ρ_w——水的密度；

g——重力加速度；

$\partial h_w / \partial y$——$y$ 方向的水头梯度。

重新整理式（15.9）得：

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t}=-k_w \frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2}-\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} \qquad (15.10)$$

将 $\left(y+u_w / \rho_w g\right)$ 代替式（15.10）中之 h_w 得：

（15.11）

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t}=-\frac{k_w}{\rho_w g}\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}-\frac{1}{\rho_w g}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}-\frac{\partial k_w}{\partial y} \qquad (15.12)$$

液相本构关系（方程（15.3））确定了土单元体中由净法向应力变化 $d\left(\sigma_y-u_a\right)$ 和基质吸力变化 $d\left(u_a-u_w\right)$ 造成的水体积变化。每单位体积土中的水流量可由液相本构关系（式（15.3））对时间求偏微分得到：

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t}=m_{1k}^w \frac{\partial\left(\sigma_y-u_a\right)}{\partial t}+m_2^w \frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial t} \qquad (15.13)$$

体积变化系数在固结过程中假定为常数，换言之，体积变化系数不是时间的函数，而仅是应力状态变量的函数。它们的数值可随土的应力状态而改变，此做法将在下面解释。固结过程中，一般假设总应力随时间的变化为零（即 $\partial \sigma_y / \partial t=0$）。于是，水流量的两个方程（式（15.12）和（15.13））可以相等，并得出液相的偏微分方程：

$$-m_{1k}^{w}\frac{\partial u_a}{\partial t}+m_2^{w}\frac{\partial u_a}{\partial t}-m_2^{w}\frac{\partial u_w}{\partial t}=-\frac{k_w}{\rho_w g}\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}-\frac{1}{\rho_w g}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}-\frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (15.14)$$

重新整理式（15.14）得：

$$m_2^{w}\frac{\partial u_w}{\partial t}=-\left(m_{1k}^{w}-m_2^{w}\right)\frac{\partial u_a}{\partial t}+\frac{k_w}{\rho_w g}\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}+\frac{1}{\rho_w g}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}+\frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (15.15)$$

式（15.15）是液相偏微分方程的普遍形式。对于土的特定条件，例如完全饱和情况，干土情况，或非饱和土的特殊情况，该方程可进一步简化。对于每种条件下的液相偏微分方程将在下面各节讨论。

饱和条件

对于饱和土（即饱和度 $S=100\%$，图 15.1），体积变化系数 m_{1k}^{w} 和 m_2^{w} 变成与体积变化系数 m_v 相等。渗透系数 k_w 恢复到饱和时的渗透系数 k_s 而在固结过程中，饱和的渗透系数通常假定为常数（即 $\partial k_s/\partial y=0$）。将 m_v 代入式（15.15）中，并使 $\partial k_s/\partial y$ 为 0，就得到饱和土的 Terzaghi 一维固结方程（Terzaghi，1943），即式（15.1）。

式（15.1）描述饱和土在一维固结过程中孔隙水压力的变化。饱和土的固结过程仅与水的流动有关，由于水的流动而产生体积变化。

干土条件

当土接近干燥状态（即 S 趋于 0 %）时，仅有少量水份存于土颗粒之间。在此情况下，基质吸力的变化或者净法向应力的变化所造成的水体积的改变可以忽略不计。这样，水体积变化系数 m_{1k}^{w} 和 m_2^{w}，以及渗透系数 k_w 便都变为 0〔图 15.1（b）〕。干土的任何体积改变都是由于土结构或气相体积的变化造成的。在式（15.15）中，令体积变化系数和渗透系数皆为 0（即 $m_{1k}^{w}=m_2^{w}=0$，以及 $k_w=0$），则液相的偏微分方程便消失，这就是说，干土在固结过程中没有水的流动。

非饱和土条件的特殊情况

在非饱和土（$0<S<100\%$）中。固结时空气和水的流动同时发生。式（15.15）列出的液相的固结公式可重新排列为：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t}=-C_w\frac{\partial u_a}{\partial t}+c_v^{w}\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}+\frac{c_v^{w}}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}+c_g\frac{\partial k_w}{\partial y} \quad (15.16)$$

式中

C_w——与液相偏微分方程有关的相互作用常数〔即（$1-m_2^{w}/m_{1k}^{w}$）/（m_2^{w}/m_{1k}^{w}）〕；

c_v^{w}——考虑液相的固结系数〔即 $k_w/\left(\rho_w g m_2^{w}\right)$〕；

c_g——重力项常数（即 $1/m_2^{w}$）。

渗透系数 k_w 随基质吸力可能有很大变化，因此，它在 y 方向上是变化的。式（15.16）中的最后两项考虑了渗透系数的这种变化。描述渗透系数函数 $k_w\left(u_a-u_w\right)$ 的若干关系式已在第 5 章作过介绍。

上面推导中含有水头的重力分量，表现为式（15.16）的最后一项〔即

$\left(1/m_2^{\mathrm{w}}\right)\left(\partial k_{\mathrm{w}}/\partial y\right)$）。在某些情况下，与其它项相比，重力项可以忽略不计。如果忽略重力项，而且渗透系数 k_{w} 随空间位置没有显著变化（即 $\left(\partial k_{\mathrm{w}}/\partial y\right)$ 可忽略不计）则可得到简化的水流偏微分方程：

$$\frac{\partial u_{\mathrm{w}}}{\partial t}=-C_{\mathrm{w}}\frac{\partial u_{\mathrm{a}}}{\partial t}+c_{\mathrm{v}}^{\mathrm{w}}\frac{\partial^2 u_{\mathrm{w}}}{\partial y^2} \tag{15.17}$$

气相的固结公式将在下节导出。然而，在很多情况下，超孔隙气压力的消散几乎是立即完成的（Rahardjo，1990）。在此情况下，仅有液相经历瞬变过程，于是式（15.17）可进一步简化成为与 Terzaghi 固结公式类似的形式：

$$\frac{\partial u_{\mathrm{w}}}{\partial t}=c_{\mathrm{v}}^{\mathrm{w}}\frac{\partial^2 u_{\mathrm{w}}}{\partial y^2} \tag{15.18}$$

式中

$$c_{\mathrm{v}}^{\mathrm{w}}=k_{\mathrm{w}}/\left(\rho_{\mathrm{w}}g\,m_2^{\mathrm{w}}\right)$$

15.3.2　气相的偏微分方程

气相是可压缩的，并在气压梯度作用下流动。因此，通过非饱和土参考单元体的空气流动可用气流的质量流动速率 J_{a} 算出。通过单元体的净气流质量速率等于一段时间内流入和流出该单元体的气体质量速率之差：

$$\frac{\partial M_{\mathrm{a}}}{\partial t}=\left(J_{\mathrm{a}}+\frac{\partial J_{\mathrm{a}}}{\partial y}dy\right)dx\,dz-J_{\mathrm{a}}dx\,dz \tag{15.19}$$

式中

dM_{a}——在一定时间 Δt 内，土单元体中气体质量的变化；

$\partial M_{\mathrm{a}}/\partial t$——通过土单元体的气流的净质量速率；

J_{a}——通过单位面积土中的气流质量速率。

重新整理式（15.19），可得出土单元体每单位体积的气流净质量速率：

$$\frac{\partial\left(M_{\mathrm{a}}/V_0\right)}{\partial t}=\frac{\partial J_{\mathrm{a}}}{\partial y} \tag{15.20}$$

式中

$\partial\left(M_{\mathrm{a}}/V_0\right)/\partial t$——土单元体每单位体积的气流净质量速率；

V_0——土单元体的初始总体积（即 $dx\,dy\,dz$）。

将 Fick 定律代入式（15.20）中的气流质量速率 J_{a}，得如下公式：

$$\frac{\partial\left(M_{\mathrm{a}}/V_0\right)}{\partial t}=\frac{\partial\left(-D_{\mathrm{a}}^{*}\dfrac{\partial u_{\mathrm{a}}}{\partial y}\right)}{\partial y} \tag{15.21}$$

式中

D_{a}^{*}——气相的传导系数，是土的体积-质量特性或基质吸力的函数，因而 D_{a}^{*} 在 y 方向随位置变化；

u_{a}——孔隙气压力；

$\partial u_{\mathrm{a}}/\partial y$——$y$ 方向的孔隙气压力梯度。

式（15.21）中的空气质量 M_a 可以写成空气体积 V_a 乘以其密度 ρ_a（即 $M_a = V_a\rho_a$）：

$$\frac{\partial\left(V_a\rho_a / V_0\right)}{\partial t} = -\left(D_a^* \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} + \frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y}\right) \tag{15.22}$$

式中

V_a——空气体积；

ρ_a——空气的密度。

重新整理式（15.22）得：

$$\rho_a \frac{\partial\left(V_a / V_0\right)}{\partial t} + \frac{V_a}{V_0}\frac{\partial \rho_a}{\partial t} = -D_a^* \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{\partial D_a^*}{\partial y^2}\frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.23}$$

空气体积可与土的体积质量特性建立关系：

$$V_a = (1 - S)n\,V \tag{15.24}$$

式中

S——饱和度；

n——孔隙率；

V——土单元体当前的总体积。

可假定非饱和土在固结过程中的总体积变化很小（小应变）。此假定对于具有相对刚性结构的非饱和土而言是合理的。这样，式（15.24）中土的当前总体积 V 可假定等于土的初始总体积 V_0。将式（15.24）代入（15.23）得：

$$\rho_a \frac{\partial\left(V_a / V_0\right)}{\partial t} + (1 - S)n\frac{\partial \rho_a}{\partial t} = -D_a^* \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.25}$$

根据理想气体定律（第2章），气体的密度是气体压力的函数：

$$\rho_a = \frac{\omega_a}{RT}\overline{u}_a \tag{15.26}$$

式中

ω_a——气体的分子质量（kg / k mol）；

R——通用（克分子）气体常数〔即 8.31432 J /（mol · K）〕；

T——绝对温度（$T = t^\circ + 273.16$）（K）；

t°——温度（°C）；

$\overline{u}_a$——绝对孔隙气压力（$\overline{u}_a = u_a + \overline{u}_{atm}$）（kPa）；

u_a——压力表的孔隙气压力（kPa）；

$\overline{u}_{atm}$——大气压力（即 101 kPa 或 1 atm）。

将式（15.26）所示的空气密度 ρ_a 代入式（15.25），得：

$$\left(\frac{\omega_a}{RT}\right)\overline{u}_a \frac{\partial\left(V_a / V_0\right)}{\partial t} + (1 - S)n\left(\frac{\omega_a}{RT}\right)\frac{\partial u_a}{\partial t} = D_a^* \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.27}$$

将式（15.27）进一步整理，可得出土单元体每单位体积的空气流量：

$$\frac{\partial\left(V_a / V_0\right)}{\partial t} = -\frac{D_a^*}{\left(\omega_a / RT\right)\overline{u}_a}\frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{(1 - S)n}{\overline{u}_a}\frac{\partial u_a}{\partial t} - \frac{1}{\left(\omega_a / RT\right)\overline{u}_a}\frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.28}$$

气相的本构关系〔式（15.4）〕确定了由于净法向应力的变化 $d\left(\sigma_y - u_a\right)$ 和基质吸力的

变化 $d(u_a - u_w)$ 引起的土单元体中空气体积的变化。气相本构关系对时间的导数等于土单元体每单位体积的空气流量：

$$\frac{\partial(V_a / V_0)}{\partial t} = m_{1k}^a \frac{\partial(\sigma_y - u_a)}{\partial t} + m_2^a \frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial t} \tag{15.29}$$

对式（15.4）进行微分时，假定在固结过程中体积变化系数 m_{1k}^a 和 m_2^a 为常数，必要时，其数值相应地是应力状态变量的函数（见后面各节）。在固结过程中，令总应力随时间的变化为零（即 $\partial\sigma_y / \partial t = 0$），并使空气流量的两个方程〔式（15.28）和（15.29）〕相等，便得到气相的偏微分方程：

$$-m_{1k}^a \frac{\partial u_a}{\partial t} + m_2^a \frac{\partial u_a}{\partial t} - m_2^a \frac{\partial u_w}{\partial t} = -\frac{D_a^*}{(\omega_a / RT)\overline{u}_a} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{(1-S)n}{\overline{u}_a} \frac{\partial u_a}{\partial t} - \frac{1}{(\omega_a / RT)\overline{u}_a} \frac{\partial D_a^*}{\partial y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.30}$$

重新排列式（15.30）得：

$$-\left(m_{1k}^a - m_2^a - \frac{(1-S)n}{\overline{u}_a}\right) \frac{\partial u_a}{\partial t} = m_2^a \frac{\partial u_w}{\partial t} - \frac{D_a^*}{(\omega_a / RT)\overline{u}_a} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} - \frac{1}{(\omega_a / RT)\overline{u}_a} \frac{\partial D_a^*}{\partial y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.31}$$

式（15.31）是气相偏微分方程的普遍形式。该方程对于一些特定情况可以简化，例如，充分饱和的情况、干土或非饱和土的某种特殊情况。这些情况下的气相偏微分方程将在下列各节介绍。

饱和土条件

在饱和条件下，饱和度趋于 100 %，空气体积变化系数 m_{1k}^a 和 m_2^a 变为零〔图 15.1（c）〕，传导系数 D_a^* 趋近于零，表明没有空气流动。空气可能以封闭气泡的形式存在，其压力等于液相压力〔即 $(u_a - u_w) = 0$〕。在这点上，空气的移动是以空气向孔隙水扩散的形式发生的。这就是说，在固结过程中，仅产生水的流动〔式（15.1）〕。

当封闭气泡存在时，液相的压缩性大于纯水。在这种情况下，式（15.1）的严格解，需要与可压缩孔隙流体相适应的土的系数（即 c_v、k_s、ρ_w 和 m_v）。

干土条件

在干燥条件（即 S 趋于 0），由于基质吸力变化而导致体积变化可以忽略不计。换言之，所有与基质吸力有关的体积变化系数皆趋于零（即 $m_2^s = m_2^w = m_2^a = 0$）。对于可压缩土的结构，仍然会有由于净法向应力的变化而引起的体积变化。此时，土体积变化即等于气相体积变化〔即在图 15.1（c）中，$m_{1k}^a = m_{1k}^s$），而传导系数 D_a^* 则恢复到相应于干燥条件的常数系数 D_d^*。这样，式（15.31）就简化成干燥条件下压缩性土的公式：

$$\left(m_{1k}^a + \frac{n}{\overline{u}_a}\right) \frac{\partial u_a}{\partial t} = \frac{D_d^*}{(\omega_a / RT)\overline{u}_a} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \tag{15.32}$$

对式（15.32）重新排列，便得到与 Terzaghi 一维固结方程相似的固结方程：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = \frac{D_d^*}{(\omega_a / RT)} \frac{1}{\left(m_{1k}^a \overline{u}_a + n\right)} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \tag{15.33}$$

式（15.33）描述了干燥的压缩性土在一维固结中的孔隙气压力变化。固结过程中仅有空气的流动。式（15.33）中用到的系数与固结系数 c_v 在形式上十分相似。当土为干燥和非压缩的情况（即 $m_{1k}^a = m_{1k}^s = 0$），式（15.33）恢复为 Blight（1971）提出的方程：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = \frac{D_d^* / n}{(\omega_a / RT)} \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \tag{15.34}$$

非饱和土条件的特定情况

在非饱和条件下，在固结过程中，空气和水可能同时流动。气相的固结方程〔式（15.31）〕可简化写成：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -C_a \frac{\partial u_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} + \frac{c_v^a}{D_a^*} \frac{\partial D_a^*}{\partial y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{15.35}$$

式中

C_a——与气相偏微分方程有关的相互作用常数，即

$$\left[\frac{m_2^a / m_{1k}^a}{1 - m_2^a / m_{1k}^a - (1-S)n / (\bar{u}_a m_{1k}^a)} \right]$$

c_v^a——与气相有关的固结系数，即

$$\left[\frac{D_a^*}{(\omega_a / RT)} \frac{1}{\bar{u}_a m_{1k}^a (1 - m_2^a / m_{1k}^a) - (1-S)n} \right]$$

传导系数 D_a^* 是基质吸力的函数，而基质吸力在 y 方向上可能是变化的。式（15.35）的最后一项考虑了气相的透射率变化。第 5 章已介绍过描述气体透射率变化的若干关系。然而，如果气体透射率在空间上的变化可以忽略不计（即 $(\partial D_a^* / \partial y)$ 可忽略不计），则式（15.35）可简化为：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -C_a \frac{\partial u_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} \tag{15.36}$$

15.4 用有限差分法求解固结方程

第 7 章曾经介绍过如何使用有限差分法求解一维稳态水流方程。有限差分方法同样可用于求解一维固结中空气和水的非稳态流（即瞬变流）方程。空气流和水流的偏微分方程可用显性向前传递差分法同时求解，如图 15.3 所示。一种特殊的有限差分法可用于将气相和液相的非线性偏微分流动方程线性化（Dakshanamurthy 和 Fredlund，1981）。

让我们来考虑空气和水同时流动的一维固结问题。假定水的渗透系数和空气的传导系数在空间上的变化可以忽略不计，那么式（15.17）和（15.36）便可分别作为液相和气相的偏微分方程式。瞬变水流方程〔式（15.17）〕可以写成下列有限差分形式：

$$\frac{u_{w(i,j+1)} - u_{w(i,j)}}{\Delta t} = -C_w \frac{u_{a(i,j+1)} - u_{a(i,j)}}{\Delta t} + c_v^w \frac{u_{w(i+1,j)} - 2u_{w(i,j)} + u_{w(i-1,j)}}{\Delta y^2} \tag{15.37}$$

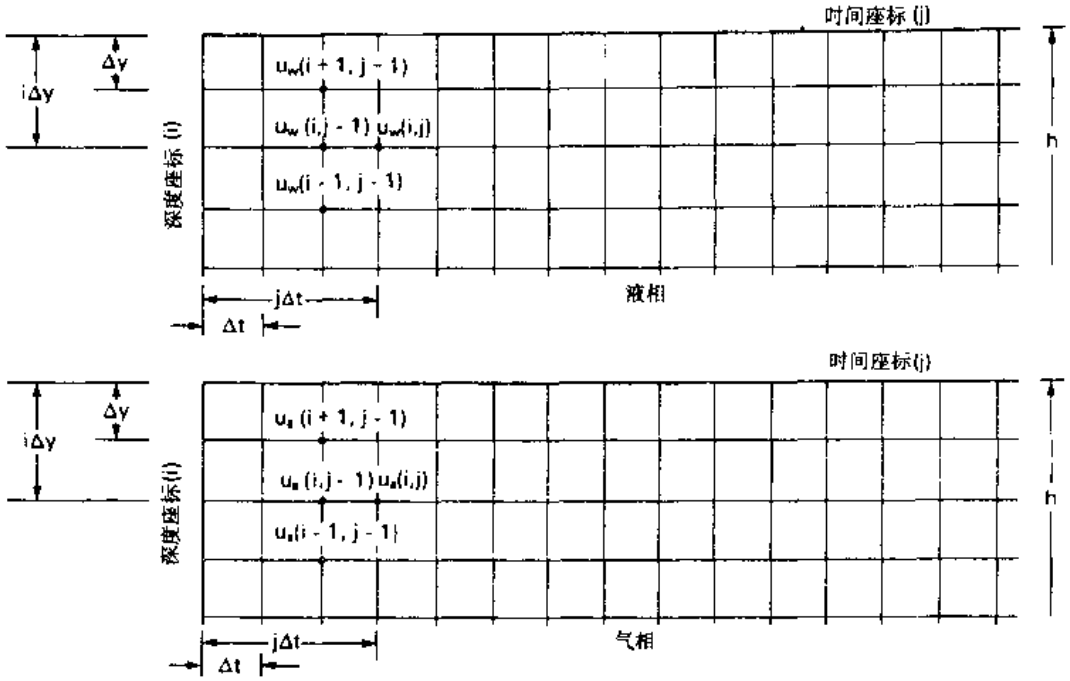


图 15.3　求解瞬变空气流和水流方程的有限差分网格

式中

i——y 方向上的距离增量；

j——时间增量。

瞬变气流方程（式（15.36））可写成下列有限差分形式：

$$\frac{u_{a(i,\,j+1)}-u_{a(i,\,j)}}{\Delta t}=-C_a\frac{u_{w(i,\,j+1)}-u_{w(i,\,j)}}{\Delta t}+c_v^a\frac{u_{a(i+1,\,j)}-2u_{a(i,\,j)}+u_{a(i-1,\,j)}}{\Delta y^2} \tag{15.38}$$

将式（15.38）乘以$(-C_w)$并代入式（15.37）便可解出孔隙水压力：

$$\frac{u_{w(i,\,j+1)}-u_{w(i,\,j)}}{\Delta t}=C_aC_w\frac{u_{w(i,\,j+1)}-u_{w(i,\,j)}}{\Delta t}-c_v^aC_w\frac{u_{a(i+1,\,j)}-2u_{a(i,\,j)}+u_{a(i-1,\,j)}}{\Delta y^2}+c_v^w\frac{u_{w(i+1,\,j)}-2u_{w(i,\,j)}+u_{w(i-1,\,j)}}{\Delta y^2} \tag{15.39}$$

化简并重新排列式（15.39），可使未知的孔隙水压力〔在某给定时段（$j+1$）〕出现在方程的左边：

$$u_{w(i,\,j+1)}=u_{w(i,\,j)}+\frac{\beta_w g_1^w}{(1-C_aC_w)}-\left(\frac{C_w}{1-C_aC_w}\right)\beta_a f_1^a \tag{15.40}$$

式中

$$\beta_w=c_v^w\frac{\Delta t}{\Delta y^2};$$

$$\beta_a=c_v^a\frac{\Delta t}{\Delta y^2};$$

$$g_1^{w} = u_{w(i+1,\ j)} - 2u_{w(i,\ j)} + u_{w(i-1,\ j)};$$

$$f_1^{a} = u_{a(i+1,\ j)} - 2u_{a(i,\ j)} + u_{a(i-1,\ j)}。$$

同样地，将式（15.37）乘以$(-C_a)$，然后将该式代入式（15.38），便可求得孔隙气压力：

$$\frac{u_{a(i,\ j+1)} - u_{a(i,\ j)}}{\Delta t} = C_a C_w \frac{u_{a(i,\ j+1)} - u_{a(i,\ j)}}{\Delta t} - c_v^{w} C_a \frac{u_{w(i+1,\ j)} - 2u_{w(i,\ j)} + u_{w(i-1,\ j)}}{\Delta y^2} + c_v^{a} \frac{u_{a(i+1,\ j)} - 2u_{a(i,\ j)} + u_{a(i-1,\ j)}}{\Delta y^2} \tag{15.41}$$

简化并重新排列式（15.41），可使未知的孔隙气压力（在某给定时段（$j+1$））出现在方程的左边，而前面时段（即时段j）得到的所有已知变量均出现在方程的右边：

$$u_{a(i,\ j+1)} = u_{a(i,\ j)} - \left(\frac{C_a}{1 - C_a C_w}\right)\beta_w g_1^{w} + \frac{\beta_a f_1^{a}}{(1 - C_a C_w)} \tag{15.42}$$

分别利用式（15.40）和（15.42），可从过去时段的已知值求出给定时段的孔隙水压力和孔隙气压力。完成所有深度段的孔隙水压力和孔隙气压力的计算后，便可向前推进到下一时段。重复上述步骤，直到气相和液相达到平衡。在求解上述有限差分方程时，要保证β_w和β_a的值小于0.5，以满足稳定条件（Desai和Christian，1977）。

在进行上面的有限差分计算之前，必须先针对问题建立初始条件和边界条件。一维固结的初始条件是相应于总荷载施加瞬间的初始超孔隙水压力。超孔隙气压力和超孔隙水压力可用第8章所介绍的孔隙气压力参数和孔隙水压力参数求得。这些孔隙压力参数可用于计算因总荷载而产生的超孔隙压力的大小。

除了初始条件之外，所考虑的问题在固结过程中的边界条件必须明确。在自由排水边界，必须令所有时候的孔隙压力等于初始值。在不透水边界，则必须令孔压梯度为零，因为不会有跨越边界的流动。

在某些特定条件下，如室内试验中出现的情况，也可以建立混合的边界条件。例如，室内试验设备通常设计成试验中水向下流动而空气向上流动。在此情况下，顶部的边界条件，对气相而言是自由排出边界。对液相而言则是不透水边界；底部的边界条件则相反。

建立了初始的和最终的边界条件之后，超孔隙气压力和超孔隙水压力就可分别用式（15.40）和（15.42）所示的有限差分方法来计算了。

通过使用土的本构方程，可以根据孔隙压力的变化计算土的体积-质量变化，如第12章所述。换言之，土在固结过程中，任意时刻土的含水量、孔隙比、饱和度诸量的变化，都可计算出来。

15.5 非饱和土的典型固结试验结果

为说明非饱和土的固结性状，本节中将介绍若干非饱和土的典型固结试验结果，并说明每一试验所使用的设备、土类和试验方法。这些试验要求在试样边界处分别量测或控制固结过程中的孔隙气压力和孔隙水压力。试验结果与本章介绍的理论非常吻合。

15.5.1　压实高岭土试验

在室内使用改进的 Anteus 固结仪和改进的三轴仪对若干压实高岭土试样进行试验（Fredlund，1973）。改进的 Anteus 固结仪用于进行一维固结试验，改进的 Wykeham Farrance 三轴仪用于进行各向等压的体积变化试验。

将高进气值陶瓷板封置于底座上。该板允许水流通过，但不允许空气通过。这样，也就可以分开量测（或控制）孔隙气压力和孔隙水压力。在试样顶部放一块低进气值陶瓷板，以便控制孔隙气压力。这样做可使空气压力和水压力均为正值，避免高进气值陶瓷板下面的水发生气蚀（即所谓轴平移技术（Hilf，1956））。因此，在非饱和土的体积变化性状研究中能够控制总压力、空气压力和水压力。

在试样周围裹以由开槽锡箔分开的两张橡皮膜，以减少空气的扩散。这种复合橡皮膜基本上长期既不透气，也不透水。

试验结果

按照 Proctor 标准击实试验方法制备了五个高岭土试样。每一试样的初始体积-质量特性列于表 15.1。进行每一试验时改变应力状态变量的一个分量（即总应力（σ）、孔隙水压力（u_w）或孔隙气压力（u_a）），将每次试验的应力状态分量变化列于表 15.2。在每种条件下，均对土结构和液相的体积变化进行监测，但在瞬变过程中未对试样内的孔隙气压力和孔隙水压力变化进行量测。

试验试样的初始体积-质量特性　　表 15.1

试验号[①]	直径（cm）	高（cm）	总体积（cm^3）	含水量 w（%）	孔隙比 e	干重度 γ_d（kN/m^3）	饱和度（%）
1	10.006	11.815	929.09	34.32	1.0696	13.185	78.87
2	9.945	11.703	909.10	33.17	1.0251	13.298	80.61
3	10.543	5.867	503.53	29.62	1.2242	11.529	63.29
4	9.832	5.758	437.16	32.12	0.9310	13.281	90.25
5	6.350	2.283	72.29	31.18	1.1247	12.069	72.51

① 除试验 5 之外，所有的试验都是用改进的三轴仪进行的，而试验 5 是用改进的固结仪进行的。

试验中应用状态变量分量的变化　　表 15.2

试验号[①]	总压力 σ（kPa）		孔隙水压力 u_w（kPa）		孔隙气压力 u_a（kPa）		变化量（kPa）
	初始	最终	初始	最终	初始	最终	
1	358.7	560.9	163.8	164.4	214.4	215.6	$\Delta\sigma = +202.2$
2	560.9	559.0	164.4	163.1	215.6	421.1	$\Delta u_a = +205.5$
3	475.1	476.8	41.9	42.2	397.8	206.5	$\Delta u_a = -191.3$
4	611.4	610.1	177.3	379.2	532.0	530.9	$\Delta u_w = +201.9$
5	606.7	605.2	216.5	323.6	413.8	413.8	$\Delta u_w = +107.1$

① 除试验 5 之外，所有的试验都是用改进的三轴仪进行的，而试验 5 是用改进的固结仪进行的。

表 15.2 表明，只有试验 1 是传统意义上的固结试验。试验中空气和水的流动是由于总应力的增加引起的。在其他试验中，瞬态流是由于边界上的孔隙气压力或孔隙水压力发生变化而引起的。在所有试验中，空气和水的流动都是一维的。因此，一维固结理论可用于描述每次试验气、水的瞬态流动。

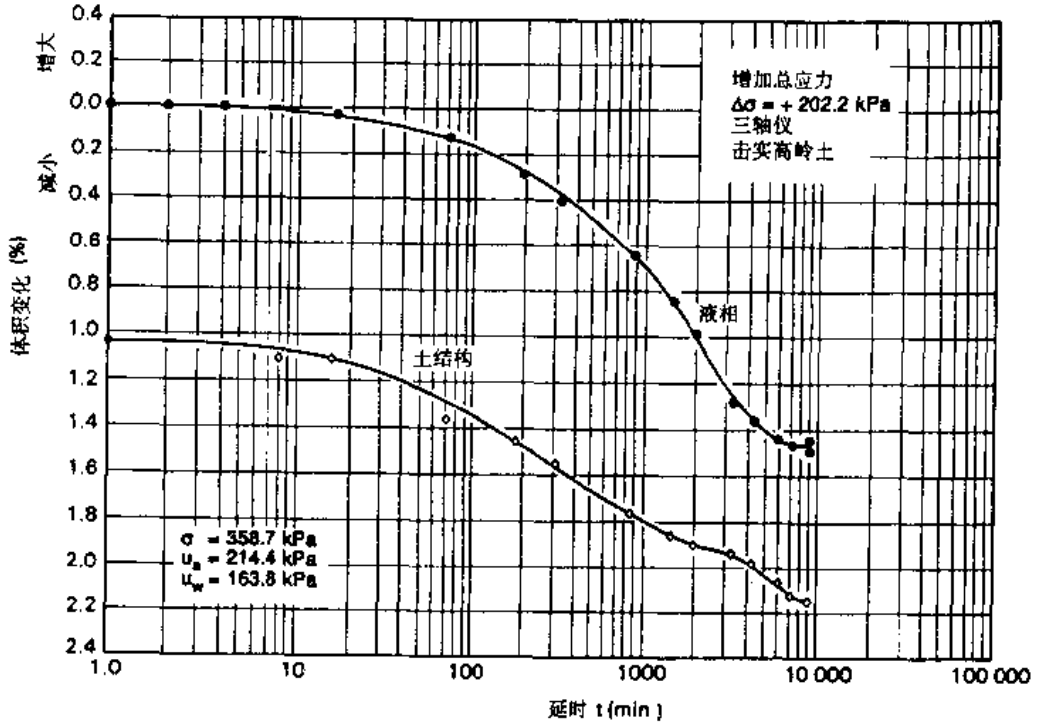


图 15.4 总应力增加时土结构与液相体积的变化（试验 1）

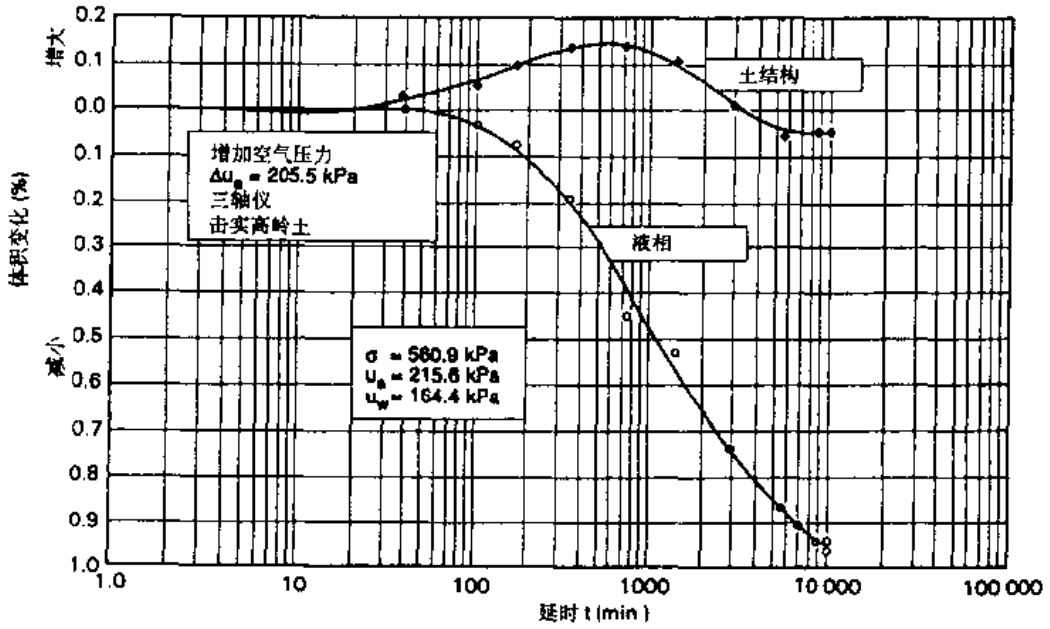


图 15.5 空气压力增加时土结构与液相的体积变化（试验 2）

图 15.4 是试验 1 中由于总应力的增加而引起的典型体变曲线。该图表明，在瞬变过程中土结构、气相和液相体积的减小情况，加荷时，立即出现较大的瞬时体积减小。

在试验 2 中，孔隙气压力的增加导致土结构暂时性的膨胀（图 15.5 ）。然而，空气压力的增加也造成基质吸力$(u_a - u_w)$的增加。后者使土的结构在过程终了时体积减小。

图 15.6 表示具有亚稳定结构的土体积变化过程。空气压力的降低（试验 3 ）使基质吸力$(u_a - u_w)$减小，从而使更多的水流入试样。水的吸入看来降低了土颗粒间的法向应力和剪应力，于是造成土结构体积的减小（即发生湿陷现象）。

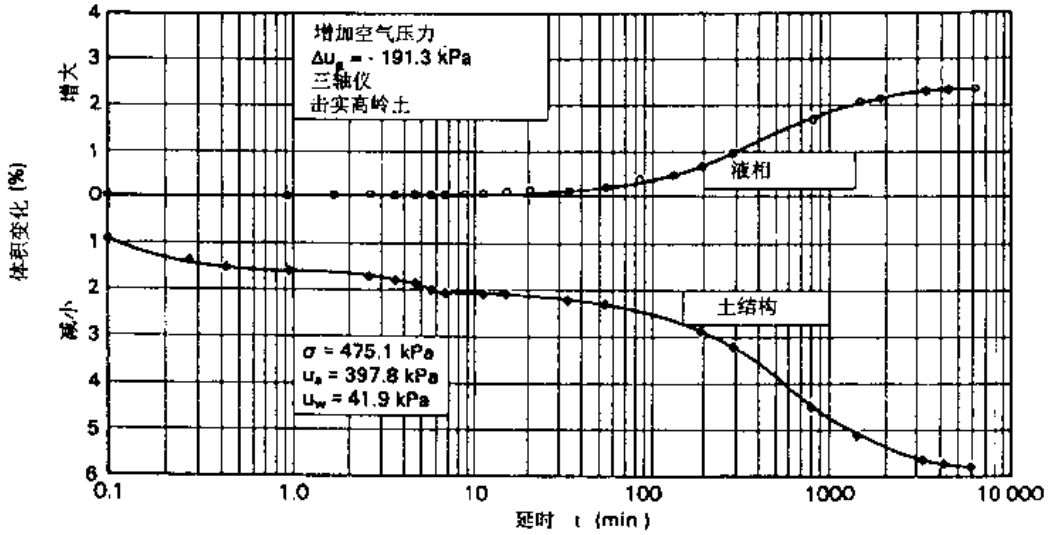


图 15.6　空气压力降低时土结构与液相的体积变化（试验 3 ）

当土具有稳定结构并具膨胀性时，水压力的增加，或基质吸力的降低，将导致土结构体积的增加（见图 15.7 ，试验 4 ）。相反地，当土的结构为亚稳定时，水压力的增加或基质吸力的降低会导致土结构体积的减小或出现湿陷。

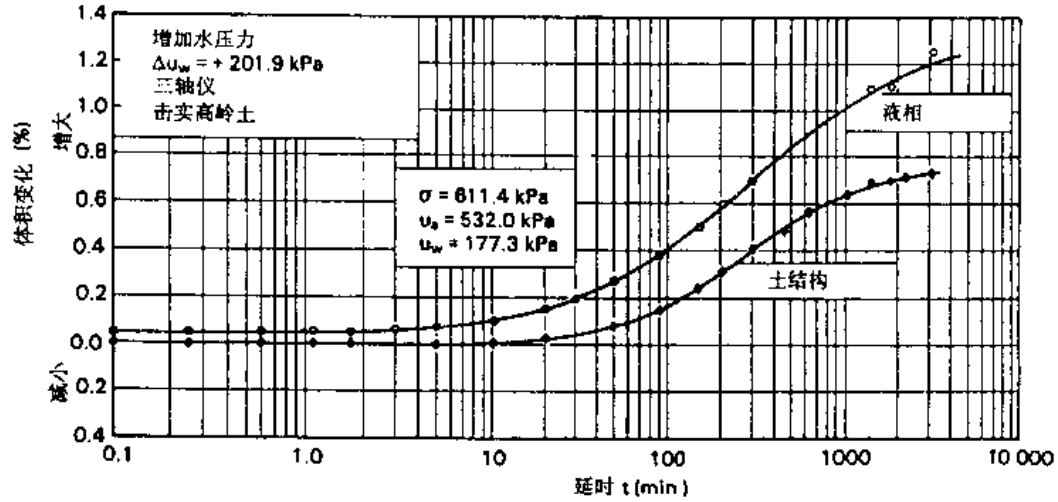


图 15.7　水压力增大时土结构与液相的体积变化（试验 4 ）

理论分析

曾经采用上述试验结果来拟合体积变化理论分析（ Fredlund 和 Rahardjo ， 1986 ）。具体做法是从试验结果反算土结构、气相和液相的体积变化系数。表 15.3 列出每个试样的反算

体积变化系数。

各试样的体积变化系数 表 15.3

	土结构		液相		气相	
	m_1^s	m_2^s	m_1^w	m_2^w	m_1^a	m_2^a
试验号	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$	$\times 10^{-4}kPa^{-1}$
1	− 1.17	− 3.52	− 0.80	− 2.41	− 0.37	− 1.11
2	− 0.006	− 0.032	− 0.131	− 0.657	+ 0.125	+ 0.625
3	+ 0.76	+ 3.80	− 0.30	− 1.49	+ 1.06	+ 5.29
4	− 0.09	− 0.35	− 0.15	− 0.61	+ 0.06	+ 0.26
5	+ 0.26	+ 1.04	− 1.20	− 4.81	+ 1.46	+ 5.85

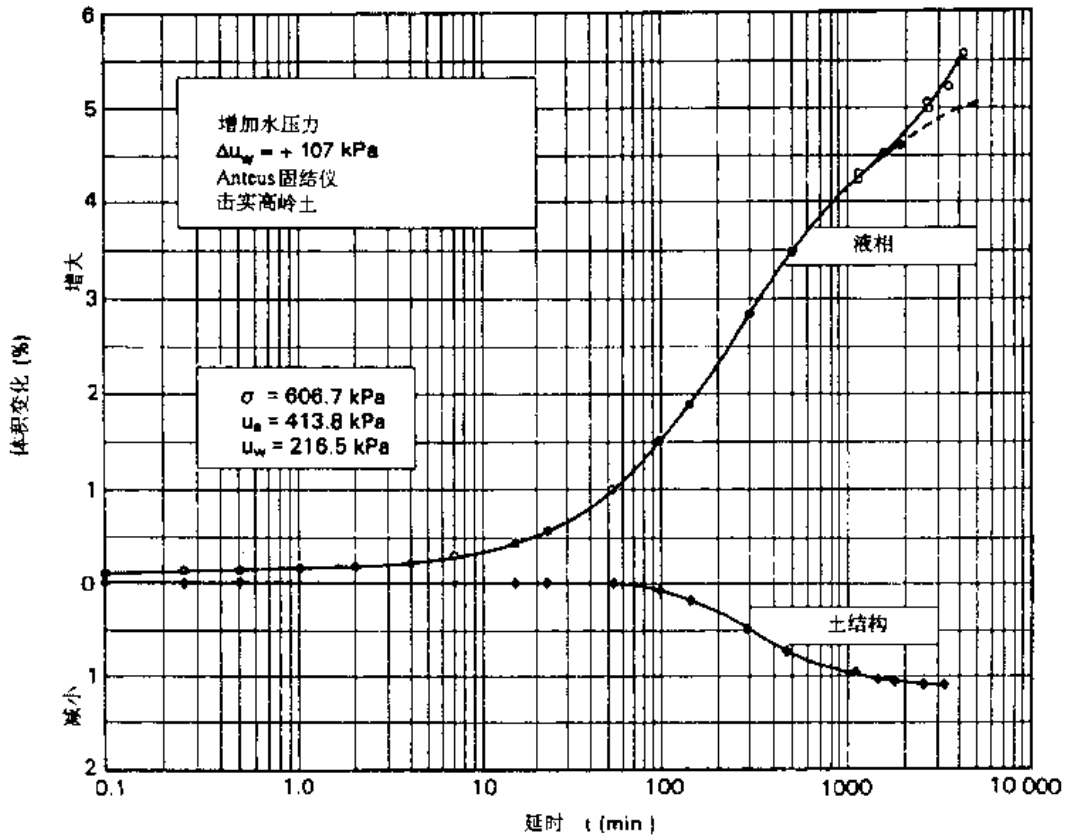


图 15.8 水压力减小时土结构与液相的体积变化（试验 5）

每个相的体积变化系数是用过程终了时的变形除以应力状态变量的变化得到的。根据各相的体积变化方向（增大或减小）和应力状态变量的变化，在每个体积变化系数前面加一正号或负号。

表 15.3 表明，具有稳定结构的土，其土结构的体积变化系数带负号（试验 1 、 2 和 4 ）；而具有亚稳定结构的土，则带正号（试验 3 和 5 ）。负的体积变化系数表明，应力状态变量减小时体积增大，而正的体积变化系数则表示情况相反。

对试验结果进行理论分析时采用了一维瞬变流的假定。对方程式（ 15.40 ）和（ 15.42 ）

联立求解，算出瞬变过程中的孔隙水压力和孔隙气压力。求解时采用显式中心差分法，并假定在瞬变过程中空气和水的渗透系数保持常数。

用式（15.3）和（15.4）计算瞬变过程中液相和气相的体积变化。计算中采用的体积变化系数假定在整个过程中保持常数。根据连续条件，可将液相和气相的体积变化相加得出土结构的体积变化。

图 15.9 ～ 15.13 表示试验 1 ～ 5 的理论分析结果。拟合是靠对液相和气相的渗透系数采用不同组合来完成的。每张图都给出了获得最佳拟合的液、气相渗透系数的组合。对试验 3 和试验 4 进行了理论分析，并对试验结果做比较（图 15.14 和 15.15）。结果表明，二者具有较好的一致性。当然，也可看出瞬变过程中有某些差异。这些差异可能是由于某种或多种原因造成的。例如，曾经假定在整个瞬变过程中渗透系数为常数。尽管存在近似性，但理论分析和试验结果还都表明了体积随时间变化的相似性。

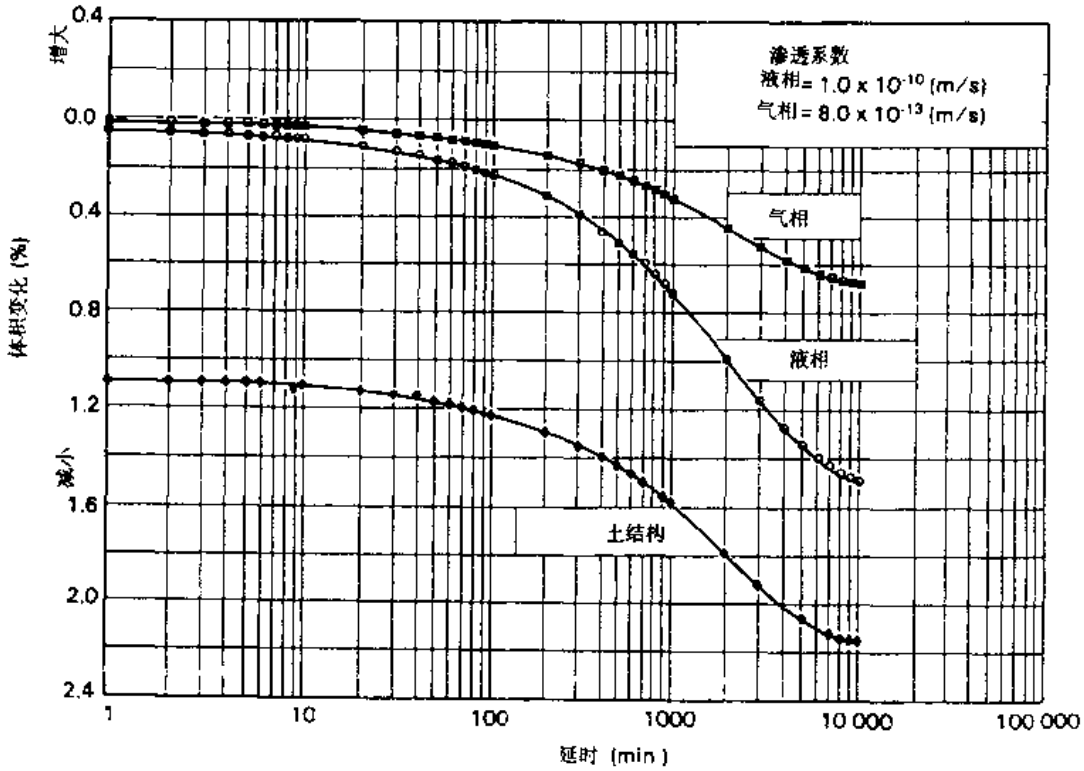


图 15.9　非饱和击实高岭土试样固结试验的理论模拟（试验 1）

15.5.2　粉质砂土试验

用 Rahardjo（1990）设计的专用 K_0 固结仪对粉质砂土试样进行了一维固结试验。K_0 仪同时量测沿试样不同深度的孔隙气压力和孔隙水压力。试样的顶部和底部分别与低、高进气值陶瓷板相接触。这样，在固结试验中空气向上流动，而水向下流动。分别测量总的体积变化和水的体积变化。

试验结果

对浆状粉质砂土试样施加逐渐增大的净法向应力和基质吸力，然后，在不排水条件下对试样施加一个总应力增量，俟超孔隙气压力和孔隙水压力充分发展之后，做固结试验，允许

气和水从试样排出。结果，孔隙气压力和孔隙水压力又回落到不排水加荷前的数值。换言之，固结试验终了时，净法向应力增加了，而基质吸力则恢复（增加）到其初始值。图 15.16 给出了固结试验中孔隙压力和体积变化的量测结果。土样的初始体积-质量特性及其应力状态变量列于表 15.4 中。

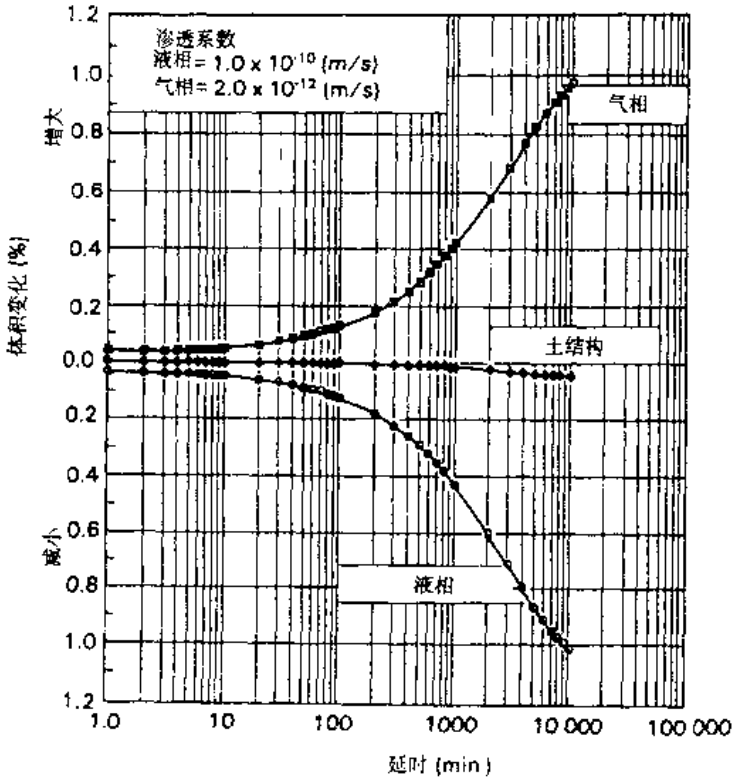


图 15.10 增大气相压力室内试验的理论模拟（试验 2）

粉质砂土 S1FG 固结试验中初始状态下土的特性和应力状态变量 表 15.4

初始体积-质量	特性
S	98.0 %
e	0.578
w	21.2 %
n	0.366
应力状态变量（kPa）	
σ	184.3
u_a（顶部）	119.5
u_w（底部）	106.7
$(\sigma - u_a)$	64.8
$d(\sigma - u_a)$	
$(u_a - u_w)$	12.8
$d(u_a - u_w)$	

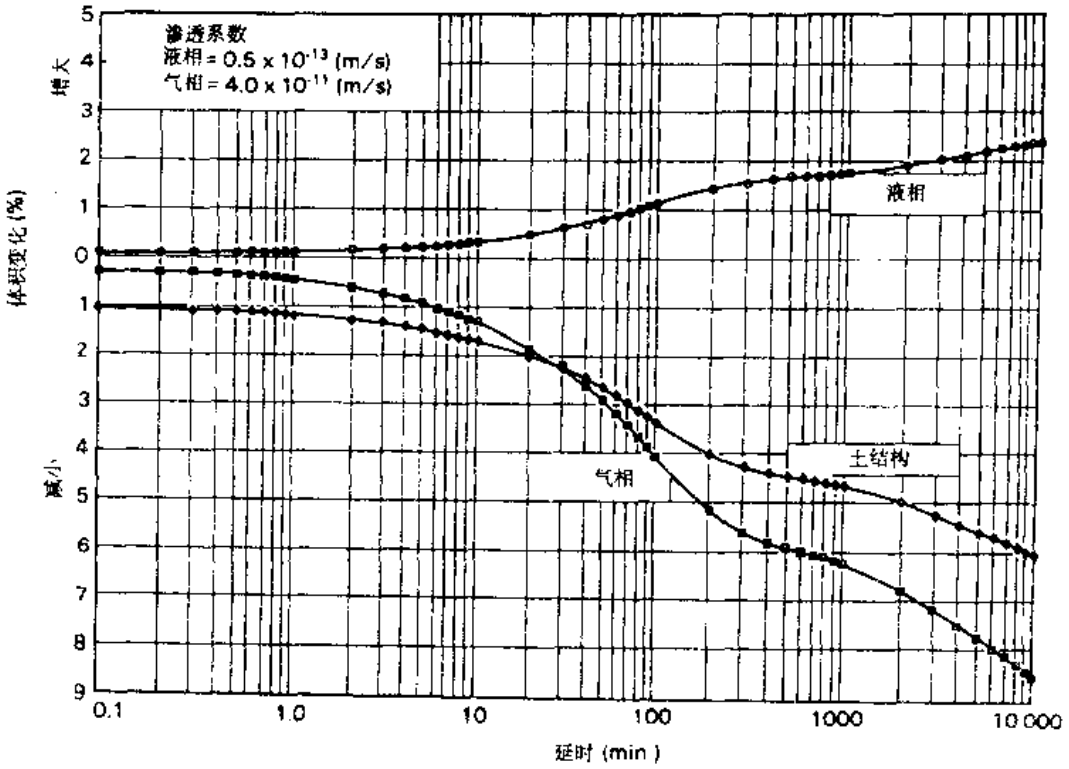


图 15.11　降低气相压力室内试验的理论模拟（试验 3）

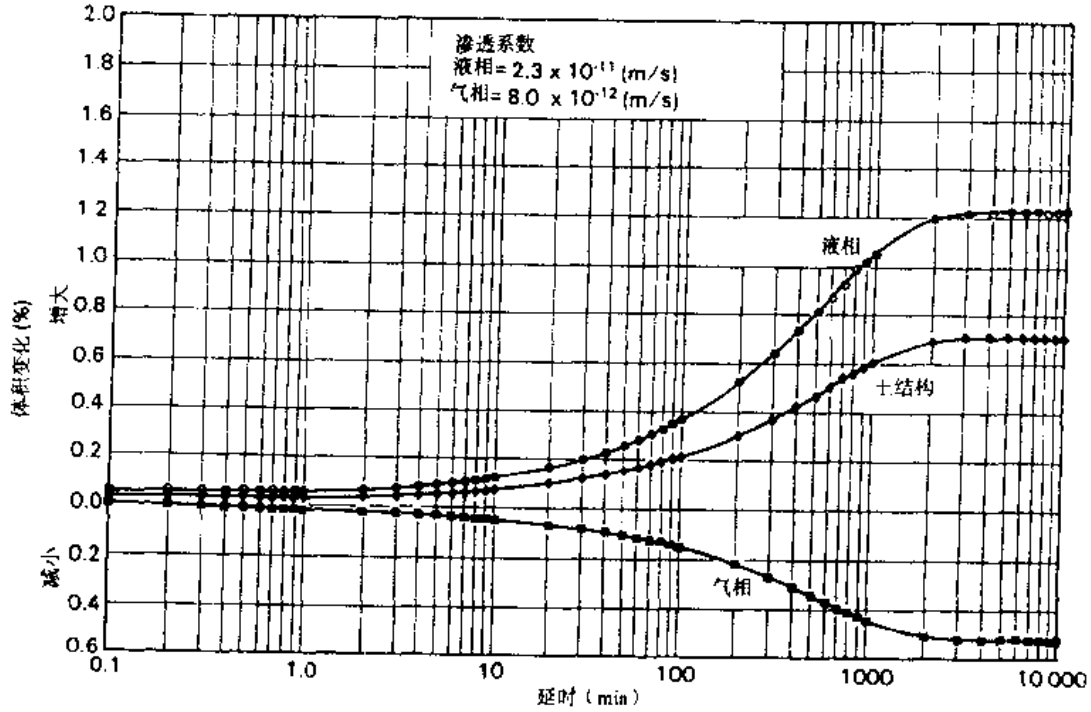


图 15.12　增大液相压力室内试验的理论模拟（试验 4）

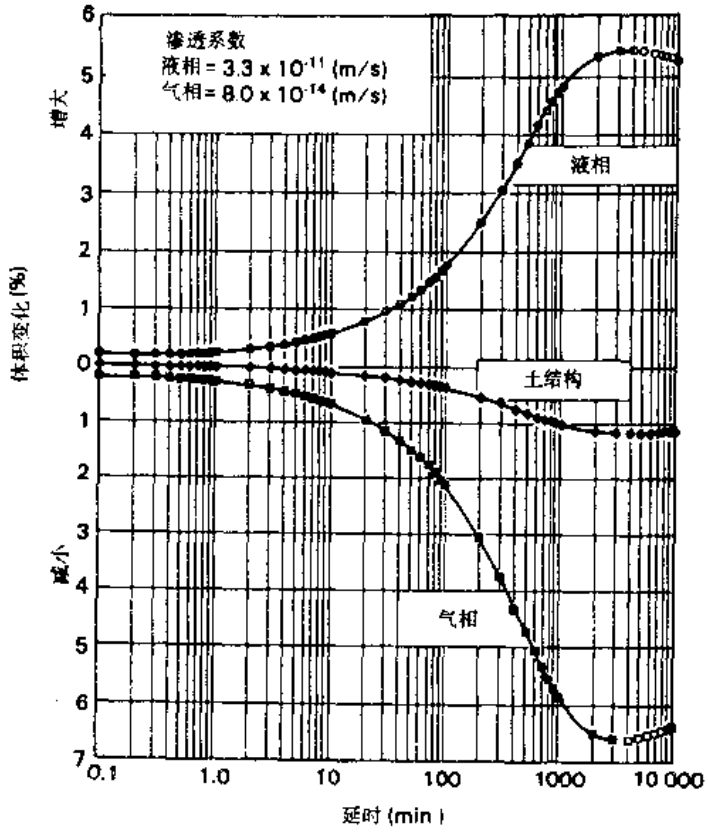


图 15.13 增大液相压力室内试验的理论模拟（试验 5）

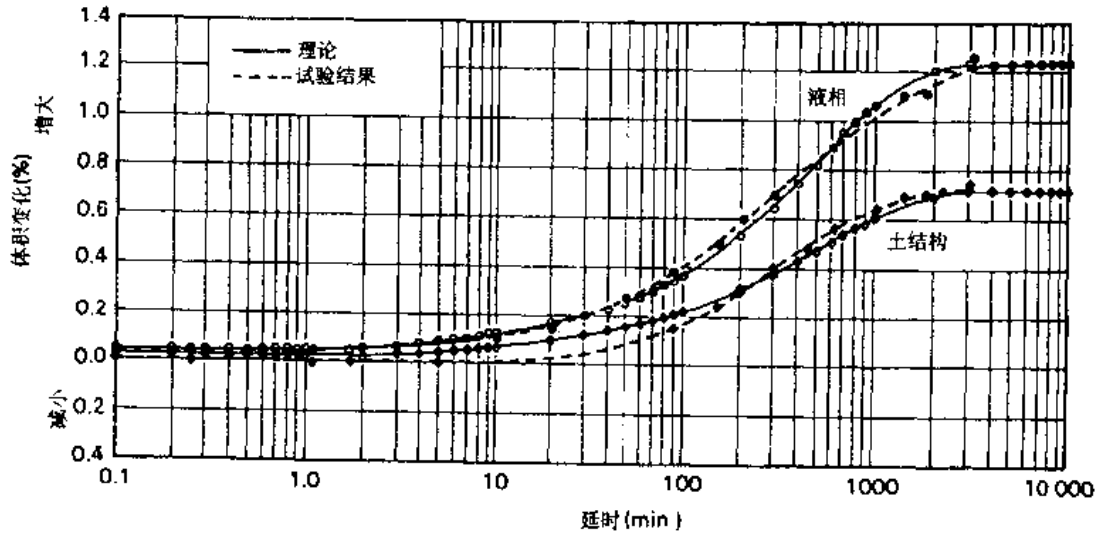


图 15.14 试验 4 的理论模拟与试验结果的比较（液相压力增大试验）

图 15.16 （a）表明，整个试样的超孔隙气压力瞬时便告消散。在粉质砂土的每个固结试验中都可观察到这一特征（Rahardjo， 1990）。另一方面，超孔隙水压力的消散，则是随时间的变化过程（瞬变过程），如图 15.16 （a）所示。在此瞬变过程中，水体积的变化（10.5 cm^3）超过了总体积的变化（6 cm^3），见图 15.16 （b）。然而，在孔隙压力开始消散之前，土结构在不排水加荷条件下，已经发生了 9 cm^3 的瞬时体积减小。这个瞬时体积变化是由于土结构和气-水混合体的压缩引起的。有关问题在第 8 章已作过介绍。总之，土结构由于总应力

第 16 章　二维和三维的非稳态流以及非等温分析

岩土工程师能够做哪些类型的分析，在很大程度上取决于他所拥有的计算手段。过去数年中，由于计算机成为一种办公设备，所以岩土工程实践发生了巨大的变化。对客户提出的广泛问题，工程师可以进行参数分析来回答。这类分析在数年前是进行不了的。

岩土工程实践中新近的一个发展是能够进行非稳态或瞬态类型问题的分析。本章将提出非饱和土二维和三维非稳态流分析的理论基础，并介绍涉及地表边界及土体内部的非等温影响的作用，将列出各种情况下的偏微分方程，以便进行分析。由于篇幅的限制，不可能讨论与每个公式相应的有限单元和数值解法的细节，主要目的是使读者了解涉及的有关理论基础。

在实践中遇到的许多问题中，地表面往往是渗流边界。换言之，场地的气候条件决定地面的热流和水流条件。特别是，在解决许多岩土工程问题时，将温度边界条件转化为实际蒸发，流量成为主要考虑的问题。这是迫切需要研究的课题，而仅仅在最近，才在解决这类问题的理论构架方面取得了有意义的进展。本书将介绍地面混合流条件的估算方法。

16.1　非耦合二维公式的建立

在水库蓄水过程中，通过土坝的水流是一个二维非稳态流的例子。如第 7 章中介绍的，通过土坝的水流最终将达到稳态，而水库水位随后的变化，又会重新产生非稳态水流。而且，入渗和蒸发也会造成几乎是不断变化的水流条件。渗流的瞬态分析在很大程度上受非饱和区条件的影响（ Freeze， 1971 ）。

下述非耦合公式分别满足液相和气相的连续方程。在非耦合推导中，不考虑不同流体流动与土结构平衡条件之间的相互作用。在二维公式推导中，考虑平面应变问题，假定流体的流动仅在两个方向上（即在 x 和 y 方向）发生，又假定流体在第三个方向（ z 方向）上的流动可忽略不计。

16.1.1　各向同性土中的非稳态渗流

各向同性是指土的渗透系数（或土的任何特性）不随方向而变化。这就是说，在土体中的某一点上， x 和 y 方向的渗透系数相等。然而，非饱和土的渗透系数可能随空间变化（即非均质性），这取决于土体中所考虑点的基质吸力的大小。

取非饱和土中一个参考单元。通过这个单元，有空气和水的非稳态流动，如图 16.1 所示。如流动定律所表明的，令气相和液相的本构方程对时间的导数等于流动速率的散度，便可导出相应的流动方程。非耦合二维公式的推导，实质上就是第 15 章中推导的一维固结公式的延伸。延伸与流体在第二个方向上的流动有关。公式中各项的推导与第 15 章的一维条件的推导相似。因此，介绍非耦合二维流动方程时不再重复推导的细节。

液相偏微分方程

非稳态水流的偏微分方程可以写成下式：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t}=-C_w\frac{\partial u_a}{\partial t}+c_v^w\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2}+\frac{c_v^w}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial u_w}{\partial x}$$
$$+c_v^w\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}+\frac{c_v^w}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}+c_g\frac{\partial k_w}{\partial y}\qquad(16.1)$$

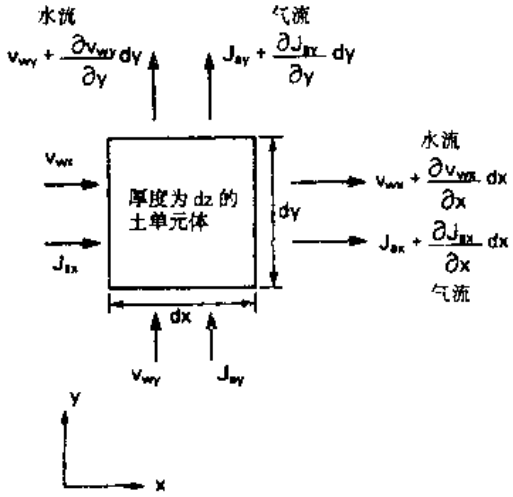


图 16.1　二维非稳态气流和水流

式中

u_w——孔隙水压力；

u_a——孔隙气压力；

$C_w=\left(1-m_2^w/m_1^w\right)\left(m_2^w/m_1^w\right)$，与液相偏微分方程有关的相互作用常数；

m_1^w——与法向正应力$(\sigma-u_a)$变化有关的水的体积变化系数；

σ——总应力；

m_2^w——与基质吸力(u_a-u_w)变化有关的水的体积变化系数；

c_v^w——$k_w/\left(\rho_w\ g\ m_2^w\right)$，关于液相的在 x 和 y 方向的固结系数；

k_w——液相在 x 和 y 方向的渗透系数（对各向同性土）。在土体内的某一点，渗透系数是基质吸力的函数；

ρ_w——水的质量密度；

g——重力加速度；

c_g——$1/m_2^w$，与重力项有关的系数。

将式（16.1）与非饱和土的一维液相偏微分方程（第 15 章）进行比较可知，式（16.1）右端的第二项和第三项是由于水在第二个方向（即 x 方向）流动而增加的项。重力项 c_g〔式（16.1）中的最后一项〕仅适用于 y 方向上的水流，因为该项是由高程水头梯度导出的（见第 15 章）。

气相偏微分方程

非稳态气流的偏微分方程如下：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t}=-C_a\frac{\partial u_w}{\partial t}+c_v^a\frac{\partial^2 u_a}{\partial x^2}+\frac{c_v^a}{D_a^*}\frac{\partial D_a^*}{\partial x}\frac{\partial u_a}{\partial x}$$
$$+c_v^a\frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2}+\frac{c_v^a}{D_a^*}\frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y}\qquad(16.2)$$

式中

$C_a=\dfrac{m_2^a/m_1^a}{1-m_2^a/m_1^a-(1-S)n/(\overline{u}_a m_1^a)}$；与气相偏微分方程有关的相互作用常数；

m_1^a——与法向应力$(\sigma-u_a)$变化有关的空气体积变化系数；

m_2^a——与基质吸力(u_a-u_w)变化有关的空气体积变化系数；

S ——饱和度；

n ——孔隙率；

$\bar{u}_a$ ——绝对孔隙气压力（即 $u_a + \bar{u}_{atm}$）；

$\bar{u}_{atm}$ ——大气压力（即 101 kPa 或 1 atm）

$c_v^a = \dfrac{D_a^*}{\omega / (RT)} \dfrac{1}{\bar{u}_a m_1^a \left(1 - m_2^a / m_1^a\right) - (1 - S)n}$；在 x 和 y 方向，关于气相的固结系数；

D_a^* ——在 x 和 y 方向（对各向同性土），关于气相的传导系数。在土体中某一点，该系数是基质吸力的函数；

w_a ——空气的分子质量；

R ——通用（克分子）气体常数〔即 8.31432 J /（mol · K）〕；

T ——绝对温度（T = $t°$ + 273.16）（K）；

$t°$ ——温度（°C）；

式（16.2）中的第二项和第三项是与空气在第二个方向上流动有关的项。

16.1.2 各向异性土中的非稳态渗流

此处各向异性是指土中渗透系数随方向变化。因此，在土体中任意点，x 方向和 y 方向上的渗透系数假定是不相同的。首先讨论各种各向异性情况，然后进行渗流分析，再加上对由于土体中基质吸力不同而造成的渗透系数随空间变化（非均质）的考虑。

用液相的连续性来分析通过各向异性土的非稳态流。假定孔隙气压力不随时间变化（即 $\partial u_a / \partial t = 0$），“对非饱和流的单相近似分析技术对大多数的实际问题是足够精确的，但也存在某些非饱和流问题，必须考虑空气和水的多相流动”（Freeze 和 Cherry，1979）。

液相偏微分方程的推导，与各向同性土的渗流方程的推导相类似。

渗透系数的各向异性

考虑非饱和土中渗透系数随空间（非均质）和方向（各向异性）而变化的一般情况，如图 16.2 所示。在某特定点，最大的一个渗透系数，或称大渗透系数 k_{w1} 作用于 s_1 方向。该方向与 x 轴（即水平方向）之间的夹角为 α；最小渗透系数作用在与最大渗透系数相垂直的方向上（即 s_2 方向），称为小渗透系数 k_{w2}，在土体中的任意点，大小渗透系数之比为不等于 1 的常数。在不同位置上，大、小渗透系数 k_{w1} 和 k_{w2} 的数值可能随基质吸力而变化，但假定它们之间的比值在每一点上都保持常数。

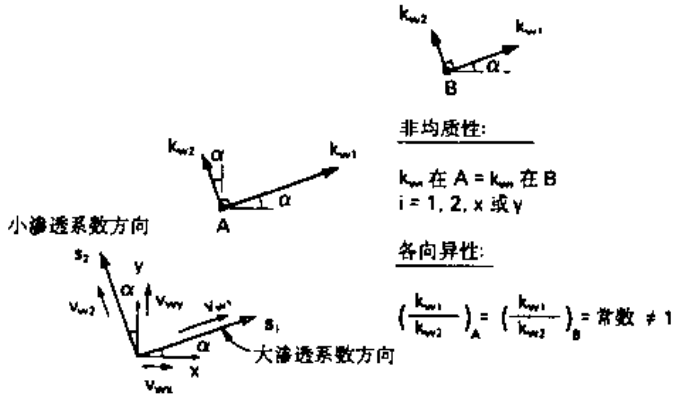


图 16.2 非饱和土中渗透系数的变化（非均质各向异性）

非稳态渗流分析一般沿 x 和 y 方向进行推导，因此有必要确定 x 和 y 方向的渗透系数与大、小渗透系数的关系。为此，首先写出在大、小渗透系数方向上的（即 s_1 和 s_2 方向上）的水流速率：

$$v_{w1} = -k_{w1}\frac{\partial h_w}{\partial s_1} \tag{16.3}$$

$$v_{w2} = -k_{w2}\frac{\partial h_w}{\partial s_2} \tag{16.4}$$

式中

v_{w1}——在 s_1 方向通过土单元体单位面积的水流速率；

v_{w2}——在 s_2 方向通过土单元体单位面积的水流速率；

k_{w1}——水的大渗透系数，它是基质吸力的函数，而基质吸力在 s_1 方向却随不同位置变化（即 $k_{w1}(u_a - u_w)$）；

k_{w2}——水的小渗透系数，它是基质吸力的函数，而基质吸力在 s_2 方向却随不同位置变化（即 $k_{w2}(u_a - u_w)$）；

h_w——水头（即重力水头加孔隙水压力水头，也即 $y + u_w / \rho_w g$）；

y——高程；

s_1——大渗透系数 k_{w1} 的方向；

s_2——小渗透系数 k_{w2} 的方向；

$\partial h_w / \partial s_1$ ——s_1 方向的水头梯度；

$\partial h_w / \partial s_2$ ——s_2 方向的水头梯度。

利用连续求导法则，可将 s_1 和 s_2 方向的水头梯度（分别为 $\partial h_w / \partial s_1$ 和 $\partial h_w / \partial s_2$）表示为 x 和 y 方向的水头梯度（分别为 $\partial h_w / \partial x$ 和 $\partial h_w / \partial y$）：

$$\frac{\partial h_w}{\partial s_1} = \frac{\partial h_w}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial s_1} + \frac{\partial h_w}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial s_1} \tag{16.5}$$

$$\frac{\partial h_w}{\partial s_2} = \frac{\partial h_w}{\partial x}\frac{\partial x}{\partial s_2} + \frac{\partial h_w}{\partial y}\frac{\partial y}{\partial s_2} \tag{16.6}$$

式中

$\partial h_w / \partial x$——$x$ 方向的水头梯度；

$\partial h_w / \partial y$——$y$ 方向的水头梯度；

从三角关系可得下列关系式（见图 16.2）：

$$\frac{dx}{ds_1} = \cos\alpha \tag{16.7}$$

$$\frac{dy}{ds_1} = \sin\alpha \tag{16.8}$$

$$\frac{dx}{ds_2} = -\sin\alpha \tag{16.9}$$

$$\frac{dy}{ds_2} = \cos\alpha \tag{16.10}$$

将式（16.5）～（16.10）代入式（16.3）和（16.4）得：

$$v_{w1} = -k_{w1}\left(\cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} + \sin\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) \tag{16.11}$$

$$v_{w2} = -k_{w2}\left(-\sin\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} + \cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) \tag{16.12}$$

将大、小方向上的流动速率投影到 x 和 y 方向（见图 16.2），则 x 和 y 方向上的水流速率可写为：

$$v_{wx} = v_{w1}\cos\alpha - v_{w2}\sin\alpha \tag{16.13}$$

$$v_{wy} = v_{w1}\sin\alpha + v_{w2}\cos\alpha \tag{16.14}$$

式中

v_{wx}——在 x 方向通过土单元体单位面积的水流速率；

v_{wy}——在 y 方向通过土单元体单位面积的水流速率；

α——大渗透系数方向与 x 方向之间的夹角。

将式（16.11）和（16.12）中的 v_{w1} 和 v_{w2} 表达式分别代入式（16.13）和（16.14），得到下列关系式：

$$v_{wx} = -k_{w1}\cos^2\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} - k_{w1}\sin\alpha\cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y} - k_{w2}\sin^2\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{w2}\sin\alpha\cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y} \tag{16.15}$$

$$v_{wy} = -k_{w1}\sin\alpha\cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} - k_{w1}\sin^2\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y} + k_{w2}\sin\alpha\cos\alpha\frac{\partial h_w}{\partial x} - k_{w2}\cos^2\alpha\frac{\partial h_w}{\partial y} \tag{16.16}$$

重新整理式（16.15）与（16.16）可得 x 和 y 方向水流速率的表达式：

$$v_{wx} = -\left(k_{wxx}\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wxy}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) \tag{16.17}$$

$$v_{wy} = -\left(k_{wyx}\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wyy}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) \tag{16.18}$$

式中

$$k_{wxx} = k_{w1}\cos^2\alpha + k_{w2}\sin^2\alpha$$

$$k_{wxy} = (k_{w1} - k_{w2})\sin\alpha\cos\alpha$$

$$k_{wyx} = (k_{w1} - k_{w2})\sin\alpha\cos\alpha$$

$$k_{wyy} = k_{w1}\sin^2\alpha + k_{w2}\cos^2\alpha$$

式（16.17）和（16.18）给出了用大、小渗透系数表示的 x 和 y 方向的流动速率。它们可用于建立非稳态渗流的分析公式。

液相偏微分方程

利用液相的连续性条件可得到液相的偏微分方程。通过非饱和土单元体的水的净通量（图 16.1）可由某时段内流入和流出单元体的水体积变化率算出：

$$\frac{\partial(V_w/V_0)}{\partial t} = \frac{\partial v_{wx}}{\partial x} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} \tag{16.19}$$

式中

V_w——单元体中的水体积；

V_0——单元体的初始总体积（即 $dx \cdot dy \cdot dz$）；

dx，dy，dz——分别为 x、y 和 z 方向的三维无穷小量；

$\partial\left(V_w / V_0\right) / \partial t$ ——对于单元初始体积而言的土单元体中水的体积变化率。

建立流动方程所需的本构方程已在第 15 章作了归纳。水的净通量可从液相本构方程对时间的导数求出。在此情况下，总应力和孔隙气压力对时间的导数都等于零，因为假定二者都不随时间而变化。此外，系数 m_2^w 在瞬变过程的某一时间步长内，也可假定为常数：

$$\frac{\partial\left(V_w / V_0\right)}{\partial t} = -m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \tag{16.20}$$

使水流速率的散度〔式（16.19）〕与液相本构方程对时间的导数〔式（16.20）〕相等，便可满足连续条件：

$$\frac{\partial v_{wx}}{\partial x} + \frac{\partial v_{wy}}{\partial y} = -m_2^w \frac{\partial u_w}{\partial t} \tag{16.21}$$

将式（16.17）和（16.18）分别表述的 v_{wx} 和 v_{wy} 代入式（16.21）得：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_{wxx}\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wxy}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_{wyx}\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_{wyy}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \tag{16.22}$$

式（16.22）便是假定孔隙气压力不随时间变化情况下，各向异性土中水的非稳态渗流的控制偏微分方程式。在许多情况下，大、小渗透系数的方向分别与 x 和 y 方向重合。这时，角 α 等于零。令 α 等于 0 后〔在式（16.17）和（16.18）中），控制方程〔式（16.22）〕可简化为：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_{w1}\frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_{w2}\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \tag{16.23}$$

式（16.23）中的 k_{w1} 和 k_{w2} 分别为 x 和 y 方向上的大、小渗透系数。它们是基质吸力的函数，而基质吸力在 x 和 y 方向上却随位置而变化〔即 $k_{w1}\left(u_a - u_w\right)$ 和 $k_{w2}\left(u_a - u_w\right)$〕。对于各向同性的土，$k_{w1}$ 和 k_{w2} 相等〔即 $k_{w1} = k_{w2} = k_w\left(u_a - u_w\right)$〕，此时式（16.23）可进一步简化为：

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(k_w\frac{\partial h_w}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(k_w\frac{\partial h_w}{\partial y}\right) = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \tag{16.24}$$

将（16.24）重新整理得：

$$k_w\frac{\partial^2 h_w}{\partial x^2} + \frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial h_w}{\partial x} + k_w\frac{\partial^2 h_w}{\partial y^2} + \frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial h_w}{\partial y} = m_2^w \rho_w g \frac{\partial h_w}{\partial t} \tag{16.25}$$

用 $\left(y + u_w / \rho_w g\right)$ 代替式（16.25）中的水头 h_w，并将公式重新排列得：

$$c_v^w\frac{\partial^2 u_w}{\partial x^2} + \frac{c_v^w}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial u_w}{\partial x} + c_v^w\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2} + \frac{c_v^w}{k_w}\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y} + c_g\frac{\partial k_w}{\partial y} = \frac{\partial u_w}{\partial t} \tag{16.26}$$

式中

$$c_v^w = k_w / \left(\rho_w g m_2^w\right)$$

$$c_g = 1 / m_2^w$$

式（16.26）实质上与式（16.1）是相等的，只是没有相互作用项 C_w，这是因为假定孔隙气压力不随时间变化而保持常数。由此可以看出，各向异性土的普遍控制方程〔式（16.22）〕，对于角度 α 等于零的各向异性条件〔式（16.23）〕，和各向同性土的条件〔式（16.24）（16.26）〕都可以进行简化。

因此，普遍控制方程（式（16.22））可用于求解通过饱和-非饱和区的各种渗流问题。在饱和区，水的渗透系数等于饱和渗透系数 k_s。饱和渗透系数可随方向变化（各向异性），或随位置变化（非均质）。对上述情况，渗透系数的非均质各向异性都可在式（16.22）中得到考虑。当土变为饱和时，式（16.22）中的水的体积变化系数 m_2^w 便趋于体积变化系数 m_v 的值。

用有限单元法进行渗流分析

水通过饱和-非饱和土体的非稳态渗流问题可以通过求解水流的普遍控制方程（式（16.22））来进行分析。这类分析可以像第7章求解稳态渗流问题那样，用有限单元方法进行，只是在建立有限元的公式方面有些差异。

二维非稳态渗流问题的有限元公式可以用 Galerkin 的加权残余原理建立（Lam 等，（1988））。控制方程（16.22）的 Galerkin 解可由三角形单元的面积和边界表面的积分得到（图 16.3）：

$$\int_A [B]^T [k_w][B] dA\{h_{wn}\} + \int_A [L]^T \lambda [L] dA \frac{\partial \{h_{wn}\}}{\partial t} - \int_S [L]^T \bar{v}_w dS = 0 \qquad (16.27)$$

式中

$[B]$——面积座标的导数矩阵（图 16.3），可写作：

$$\frac{1}{2A}\begin{bmatrix}(y_2-y_3) & (y_3-y_1) & (y_1-y_2)\\ (x_3-x_2) & (x_1-x_3) & (x_2-x_1)\end{bmatrix};$$

x_i，y_i（$i=1$，2，3）——单元三结点的笛卡儿座标；

A——单元面积；

$[k_w]$——单元内水的渗透系数张量，可写成：

$$\begin{bmatrix}k_{wxx} & k_{wxy}\\ k_{wyx} & k_{wyy}\end{bmatrix};$$

$\{k_{wn}\}$——节点上的水头矩阵[1]，即：

$$\begin{Bmatrix}k_{w1}\\ k_{w2}\\ k_{w3}\end{Bmatrix};$$

$[L]$——单元的面积座标矩阵（即$\{L_1\ L_2\ L_3\}$）；

$L_1\ L_2\ L_3$——单元内各点的面积座标，与单元节点的笛卡儿座标有如下关系（图 16.3）：

$$L_1 = (1/2A)\{(x_2y_3 - x_3y_2) + (y_2 - y_3)x + (x_3 - x_2)y\}$$

$$L_2 = (1/2A)\{(x_3y_1 - x_1y_3) + (y_3 - y_1)x + (x_1 - x_3)y\}$$

$$L_3 = (1/2A)\{(x_1y_2 - x_2y_1) + (y_1 - y_2)x + (x_2 - x_1)y\}$$

x，y——单元内一点的笛卡儿座标；

[1] 原文如此，似应为向量—译者。

$\lambda = \rho_w g m_2^w$；

$\bar{v}_w$——单元外部垂直于单元边界方向的水流速率；

S——单元周长。

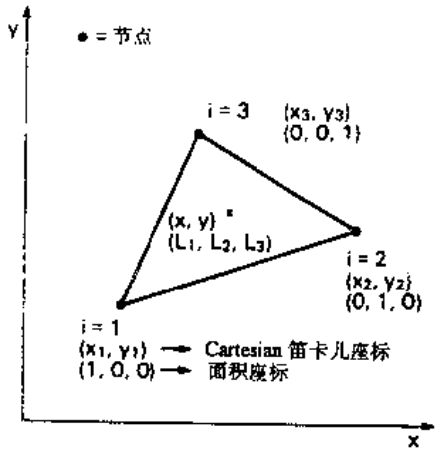


图 16.3　三角单元中面积座标与笛卡儿座标之间的关系

在边界节点上，水头或者流速必须予以规定。在边界节点处规定水头时称为 Dirichlet 边界条件；规定跨越边界的流速则称为 Neuman 边界条件，式（16.27）的第三项即表达了跨越边界的规定流速。边界的规定流速必须投影到边界的法线方向，举例说，垂直方向上的规定流速 v_w 必须转换成法向流速 $\bar{v}_w$，如图 16.4 所示。然后再将法向流率转换成节点流 Q_w（Segerlind，1976）。图 16.4 分别表示在边界节点（i）和（j）处，节点流 Q_{wi} 和 Q_{wj} 的计算方法。正号的节点流表示在此节点上有入渗，可将该节点看成“源”；负号的节点流表示在此节点上有蒸发或蒸腾，可将该节点看成“汇”。当跨越边界的流速为零（即不透水边界）时，式（16.27）的第三项消失。

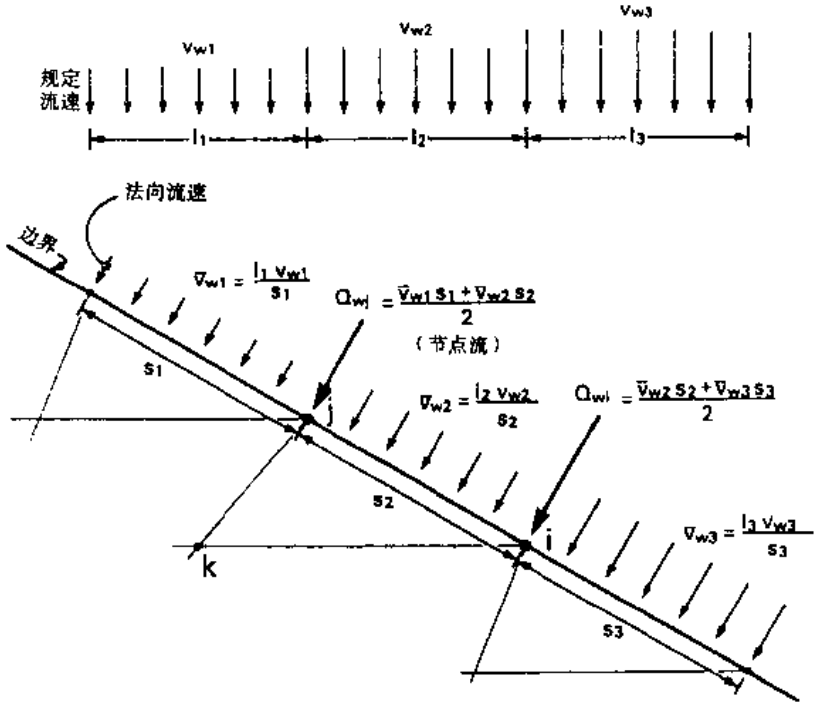


图 16.4　表示节点流的外加跨越边界流速

对式（16.27）进行数值积分，得到一个简单表达式：

$$[D]\{h_{wn}\} + [E]\{h_{wn}\} = [F] \qquad (16.28)$$

式中

$[D]$——刚度矩阵，即 $[B]^T[k_w][B]A$；

$[E]$——容量矩阵，即：$\frac{\lambda A}{12}\begin{bmatrix}2&1&1\\1&2&1\\1&1&2\end{bmatrix}$；

$\{h_{wn}\}$——节点处水头对时间的导数矩阵[1]，即$\frac{\partial\{h_{wn}\}}{\partial t}$；

$[F]$——反映边界条件的流量矢量，即$\int_S[L]^T\bar{v}_w dS$；

式（16.28）中的时间导数可用有限差分法进行近似。在两个相继的时间步长内，一个单元中各节点水头间的关系可用中央差分近似表达：

$$\left([D]+\frac{2[E]}{\Delta t}\right)\{h_{wn}\}_{t+\Delta t}=\left(\frac{2[E]}{\Delta t}-[D]\right)\{h_{wn}\}_t+2[F] \qquad (16.29)$$

或用反向差分近似：

$$\left([D]+\frac{[E]}{\Delta t}\right)\{h_{wn}\}_{t+\Delta t}=\frac{[E]}{\Delta t}\{h_{wn}\}_t+[F] \qquad (16.30)$$

一般认为上述对时间求导的近似在任何条件下都是稳定的。中央差分近似法一般较后向差分得到的结果精确；而后向差分则在减小数值波动方面更为有效，数值波动在流动问题的高度非线性系统中是经常遇到的（Neuman 和 Witherspoon（1971），Neuman（1973））。

有限元流动方程（即式（16.28））可针对每一单元来写，然后装配组成总体流动方程体系。在此过程中须满足节点的相容条件（Desai 和 Abel，1972）。节点的相容条件要求被周围单元共有的某一节点在各单元中具有相同的水头（Zienkiewicz，1971，Desai，1975b）。

从整个体系的总体流动方程组可以求解各节点处的水头$\{h_{wn}\}$，不过，式（16.28）是非线性的，因为渗透系数是基质吸力的函数，而基质吸力又与各节点处的水头有关。

在式（16.28）中，水头是未知量，因此，式（16.28）必须用一系列逐步趋近的迭代法来求解。在第一次近似中，先要估计渗透系数，以此算出各节点处第一次的各个水头值，并用它们来计算单元内的平均基质吸力。在此后的逼近计算中，渗透系数按照单元的平均基质吸力进行调整。调整后的渗透系数再用于计算各新的节点水头。重复上述步骤，直到每个单元在相继的两步迭代中，其水头和渗透系数之差都小于某一事先规定的容许值。

上述迭代步骤使总体流动方程线性化，然后用 Gaussian 消元法联立求解。收敛速度取决于渗透函数非线性的程度和问题在空间上的离散化情况。较陡的渗透函数需要较多的迭代次数和较大的设定收敛误差。离散化中较小的单元尺寸和较短的时间步长有助于较快的收敛，且误差较小。一般而言，经过十次迭代，其解可收敛到误差小于 1 %。

一旦获得系统各节点的收敛水头，便可认为已求得非稳态渗流方程（式（16.28））在一个时间步长内的解。某时间步长内达到收敛后，便可由收敛的节点水头算出其他从属量，如孔隙水压力、水头梯度和水流速度，节点孔隙水压力的公式是：

$$\{u_{wn}\}=(\{h_{wn}\}-\{y_n\})\rho_w g \qquad (16.31)$$

式中

[1] 原文如此，似应为向量，下同—译者

$\{u_{wn}\}$——节点处的孔隙水压力矩阵，即 $\begin{Bmatrix} u_{w1} \\ u_{w2} \\ u_{w3} \end{Bmatrix}$；

$\{y_n\}$——节点处的位头矩阵，即 $\begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix}$。

某单元在 x 和 y 方向的水头梯度可由单元水头分别对 x 和 y 求导算出：

$$\begin{pmatrix} i_x \\ i_y \end{pmatrix} = [B]\{h_{wn}\} \tag{16.32}$$

式中

i_x，i_y——分别为单元中 x 和 y 方向上的水头梯度；

单元流速 v_w 可根据 Darcy 定律，由水头梯度和渗透系数求得：

$$\begin{pmatrix} v_{wx} \\ v_{wy} \end{pmatrix} = [k_w][B]\{h_{wn}\} \tag{16.33}$$

式中

v_{wx}，v_{wy}——分别为单元中沿 x 和 y 方向的水流速率。

节点上的水头梯度和水流速率由节点周围所有单元的相应数值求平均算出，即按各单元的面积进行加权平均。

二维问题及其求解举例

本节中将举三个例子说明非稳态渗流分析的有限单元解法。Lam（1984）解答了饱和-非饱和土体中的若干经典渗流问题。本节将要讨论的三个问题是：水流通过土坝的渗流、污水塘底下地下水渗流和水流通过层状土丘边坡的渗流问题。在所有这些问题中，必须首先确定渗流体系，包括土体边界的空间尺寸，渗流边界条件，以及土的特性。

不同土层的边界可由场地勘察确定；渗流系统的边界条件可根据孔压测量记录和水文地质数据确定；土的特性、渗透系数和体积变化系数（k_w 和 m_2^w）则可由现场或室内试验进行测定（第 6 和 13 章）。

水流通过土坝渗流举例

首先讨论包括水流通过土坝渗流问题的例子。土坝经离散处理后的截面示于图 16.5。假定土在渗透系数是各向同性的，分析中使用的渗透函数示于图 16.6。饱和渗透系数 k_s 为 1.0×10^{-7}m / s。假定孔隙气压力等于大气压力，这样，图 16.6 中的基质吸力值在数值上就等于孔隙水压力，并可用孔隙水压力水头 h_p 表示。选择坝底面作为基准面。此外，分析中使用的水体积变化系数 m_2^w 为 1.0×10^{-3}kPa^{-1}。

初始库水位在基准面以上 4 m，土坝处于稳态。假定时刻等于零时，水库水位瞬时上升到基准面以上 10 m。在随后的瞬变过程中，水位保持常数 10 m。从初始稳态（时间 t 等于零时）到最终稳态（时间 t 等于 19656 小时或 819 天），坝内浸润线的上升情况示于图 16.7。

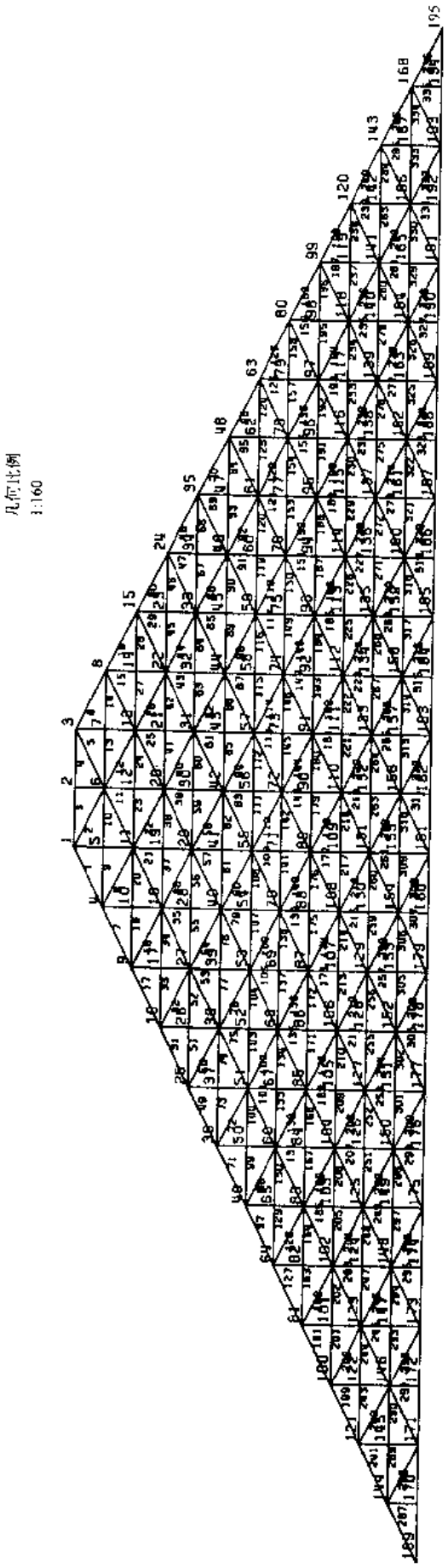


图 16.5 某土坝在非稳态渗流有限元分析中的离散化截面

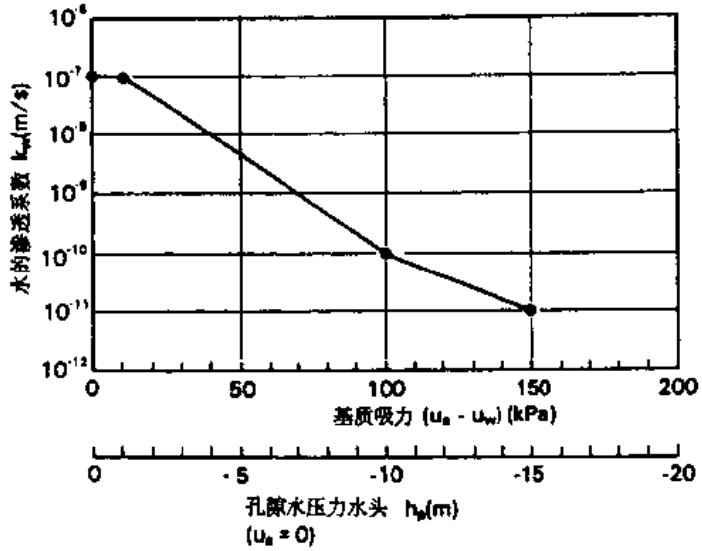


图 16.6　各向同性土坝在非稳态渗流分析中使用的渗透函数

在瞬变过程的 4 个不同时刻，坝内的等势线、浸润面和水流速率示于图 16.8 ～ 16.11 。水库水位的上升导致孔隙水压力随时间的增长，这可由等势线随时间增长从坝的上游面向下游面移进看出。从图 16.8 （a）、16.9 （a）、16.10 （a）和 16.11 （a）中也可看到，等势线从饱和区向非饱和区扩展。这就是说，在等势线之间的水头差作用下，饱和区和非饱和区内都有水的流动。水在这两个区域内的流动可以从流速矢量直接看出，流速矢量在饱和区和非饱和区内都存在，如图 16.8 （b）、16.9 （b）、16.10 （b）和 16.11 （b）中所示。非饱和区的流量取决于渗透系数随基质吸力的变化而变化的速率。

污水塘底下地下水渗流举例

第二个例子是污水塘底下地下水非稳态渗流问题。污水塘位于厚 1 m 的土垫层上，如图 16.12 所示。工程问题的几何条件是对称的，假定垫层和周围土层的渗透系数各向同性。这样，分析时可以只考虑一半几何尺度。图 16.12 所示的是土垫层和周围土体的离散化剖面。土垫层和周围土体的渗透系数函数示于图 16.13 。垫层和周围土体的饱和渗透系数分别为 5.0×10^{-6} 和 1.0×10^{-5} m / s；分析中对垫层和周围土体均采用水的体积变化系数 m_2^w 等于 2.0×10^{-3} kPa^{-1}。

假定初始非稳态是地下水位位于地表下 5 m （图 16.14 ），并假定地表面、底部边界和对称轴处为“无水流”边界。至于右边界，则假定地下水位以下和以上分别为静水条件和“无水流”条件。在假定的零时刻，污水塘内蓄水高度为 1 m ，产生 1 m 孔隙水压力水头。结果水便从污水塘底向下渗流，使地下水逐渐上升到其最终稳态条件。图 16.14 表示地下水位在上升过程中不同时刻的瞬时位置，假定污水塘水位在整个瞬变过程中保持常数 1 m 。

瞬变过程中不同时刻污水塘底下土体中的渗流状况和孔隙水压力的发展过程示于图 16.15 ～ 16.18 。过程开始时水从污水塘底向下渗流，但地下水位尚未受到影响（图 16.15 ）。随时间增长，浸润锋面向土深处移动，地下水则开始上升（图 16.16 ）。最终，向下移动的浸润锋面与不断上升的地下水位会合，如图 16.17 所示。在上述特定的渗透系数情况下，达到最终稳态所经过的时间为 189 h ，或 8 d 左右。 8 d 以后，从污水塘底下渗的水量与右边界的水量平衡。

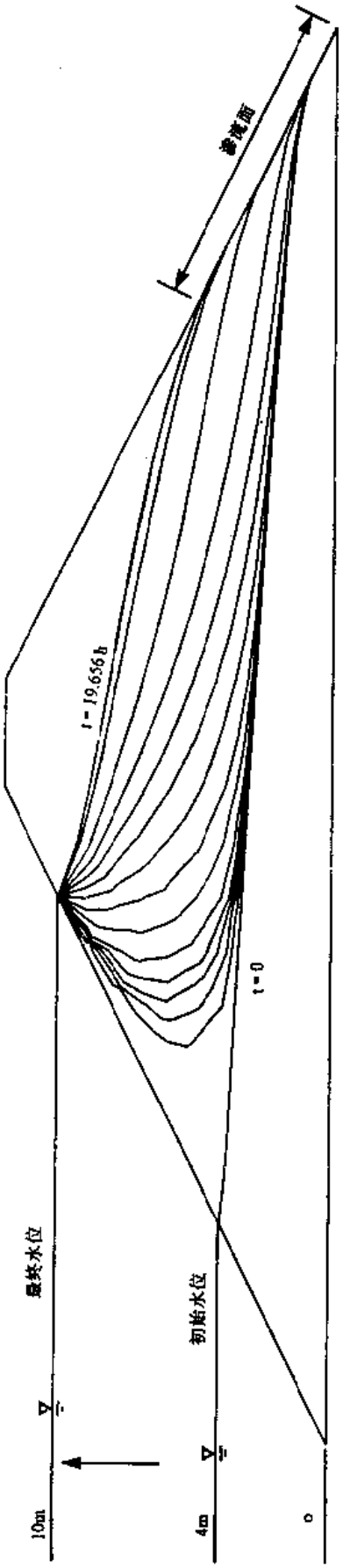


图 16.7 从延时为零至19656小时(即819天)的坝内浸润线瞬变位置

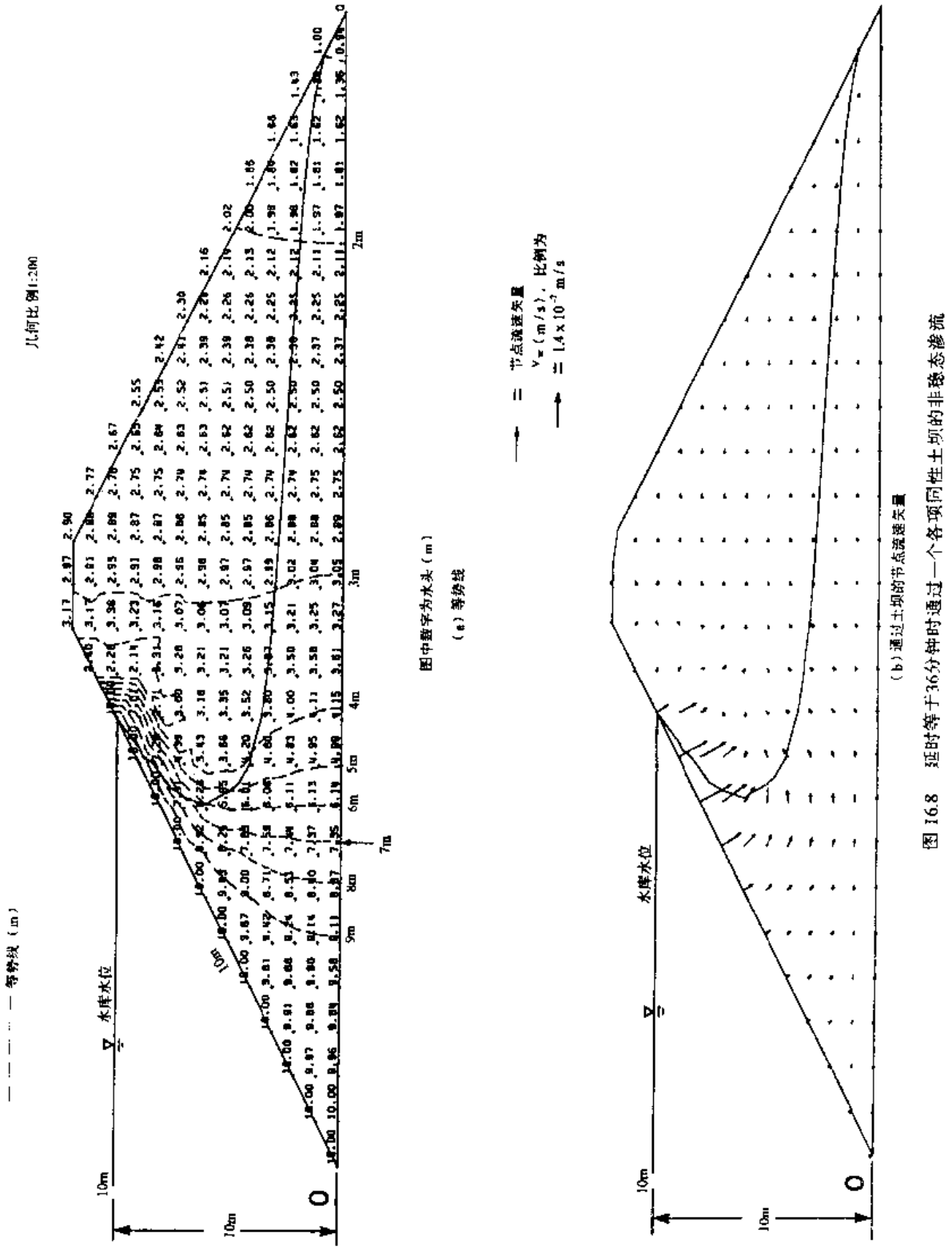
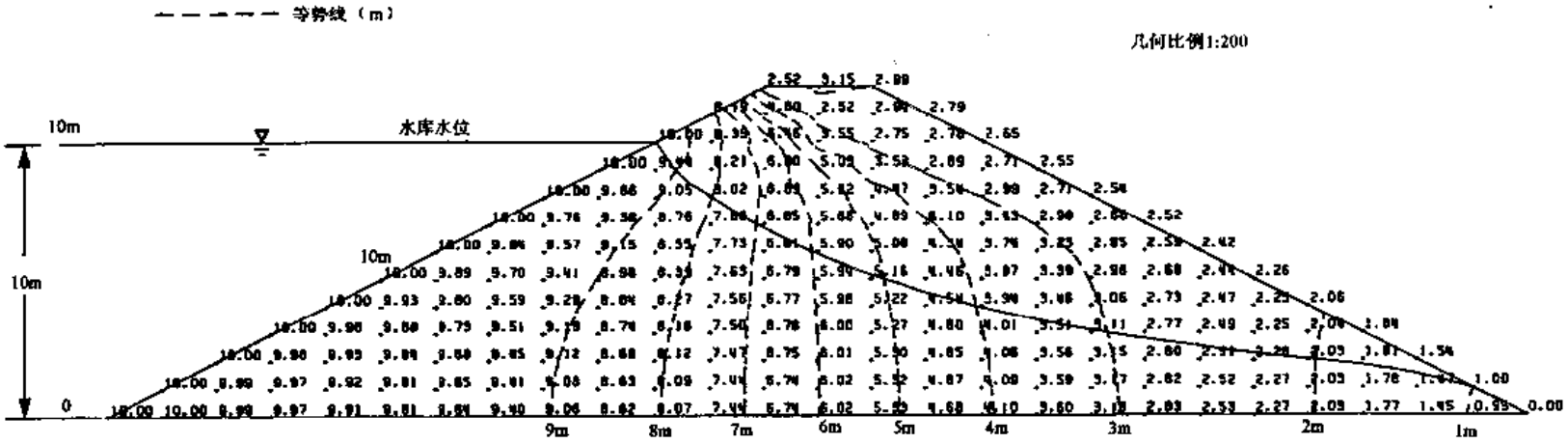
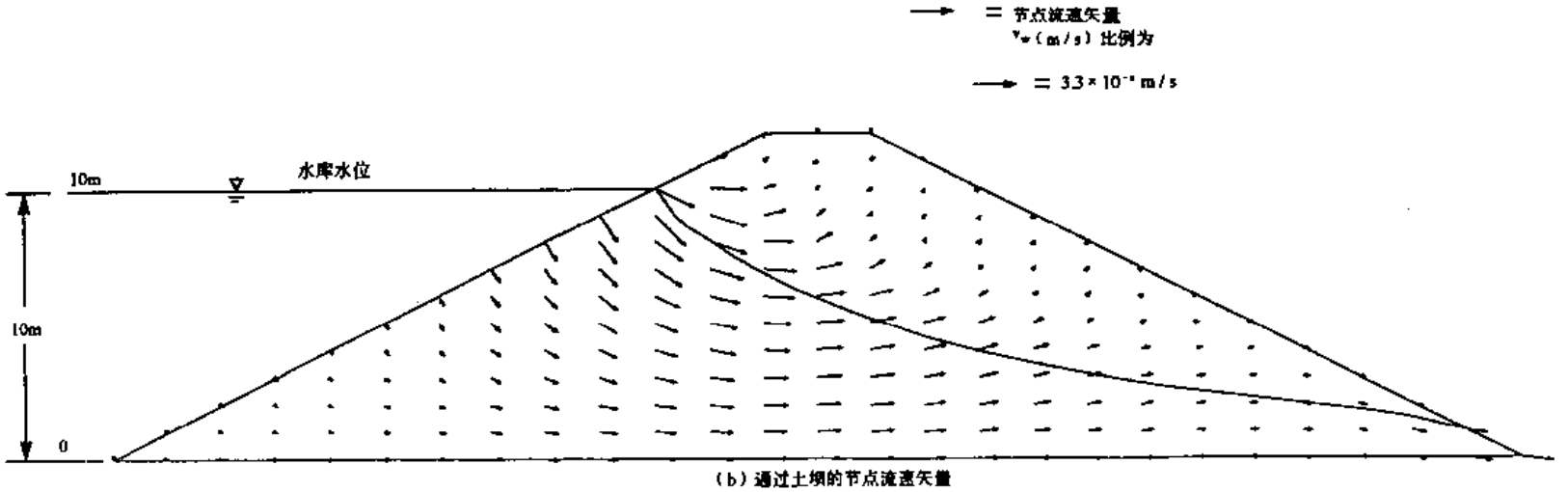


图 16.8　延时等于36分钟时通过一个各项同性土坝的非稳态渗流



图中数字为水头(m)

(a) 等势线



(b) 通过土坝的节点流速矢量

图 16.9　延时等于1032小时(即43天)时通过一个各项同性土坝的非稳态渗流

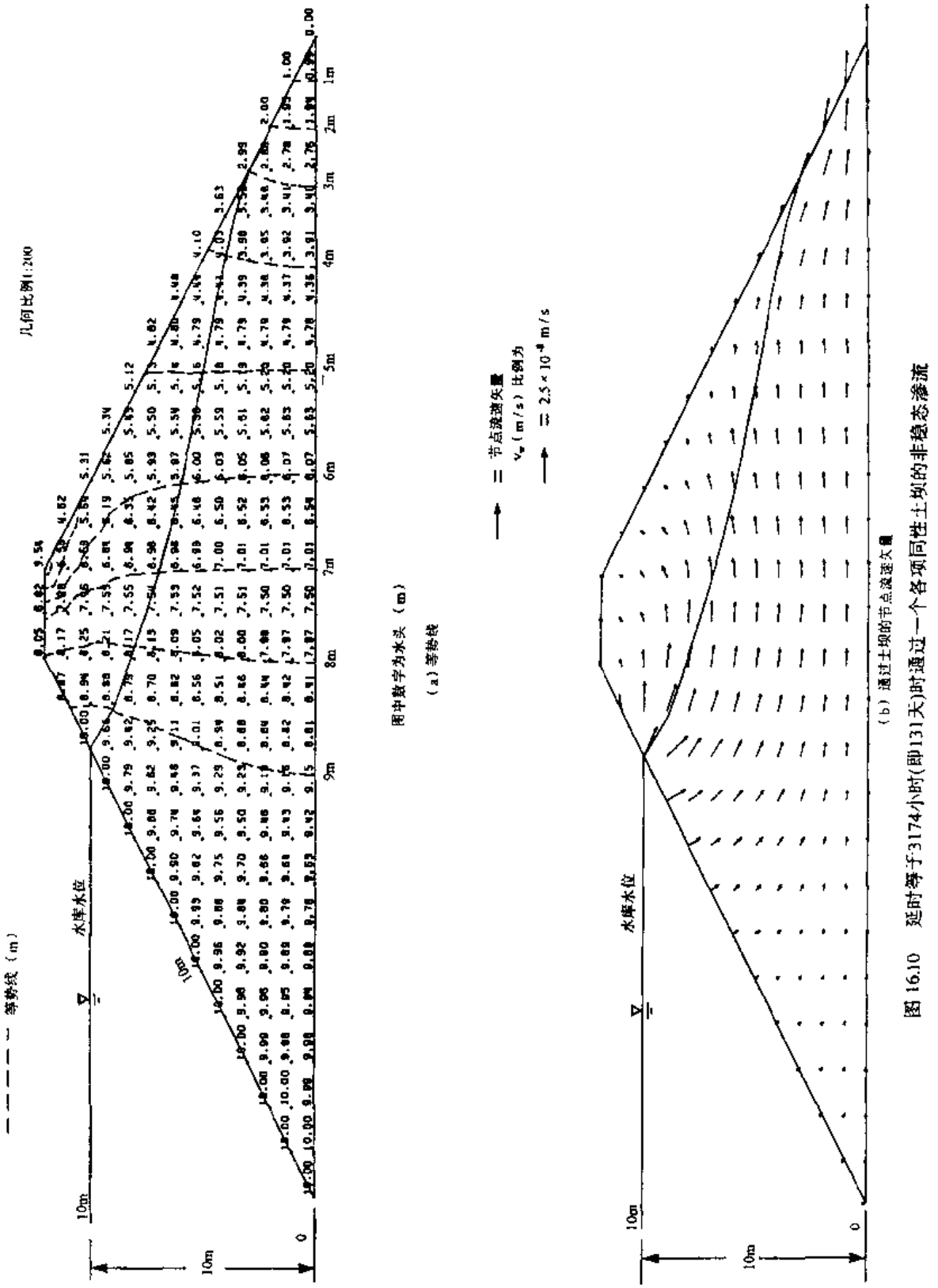
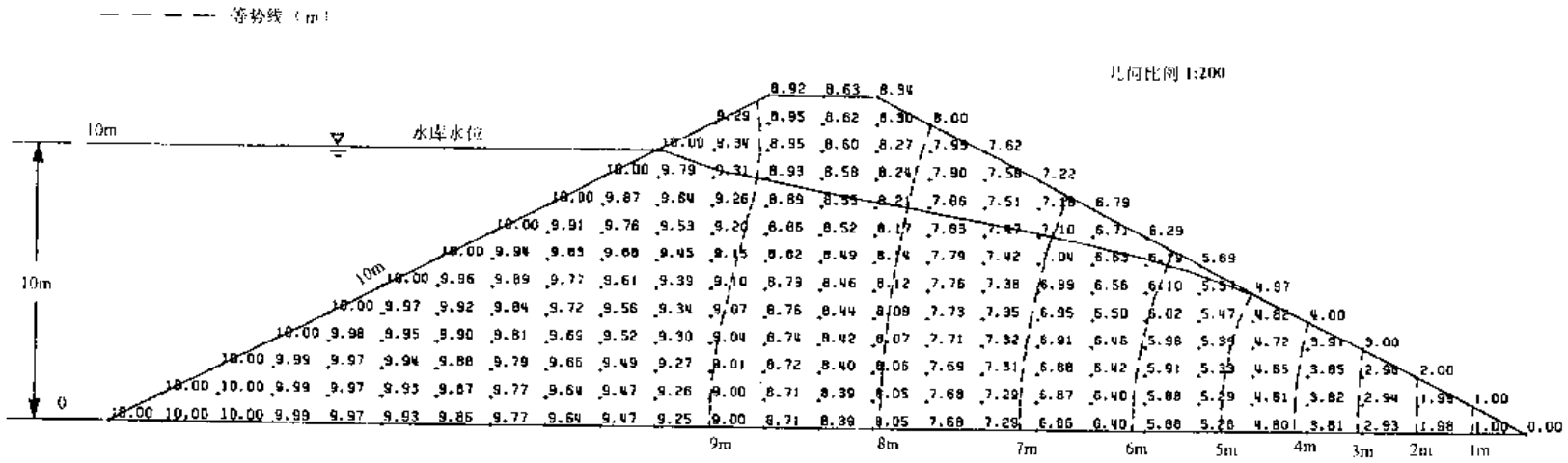
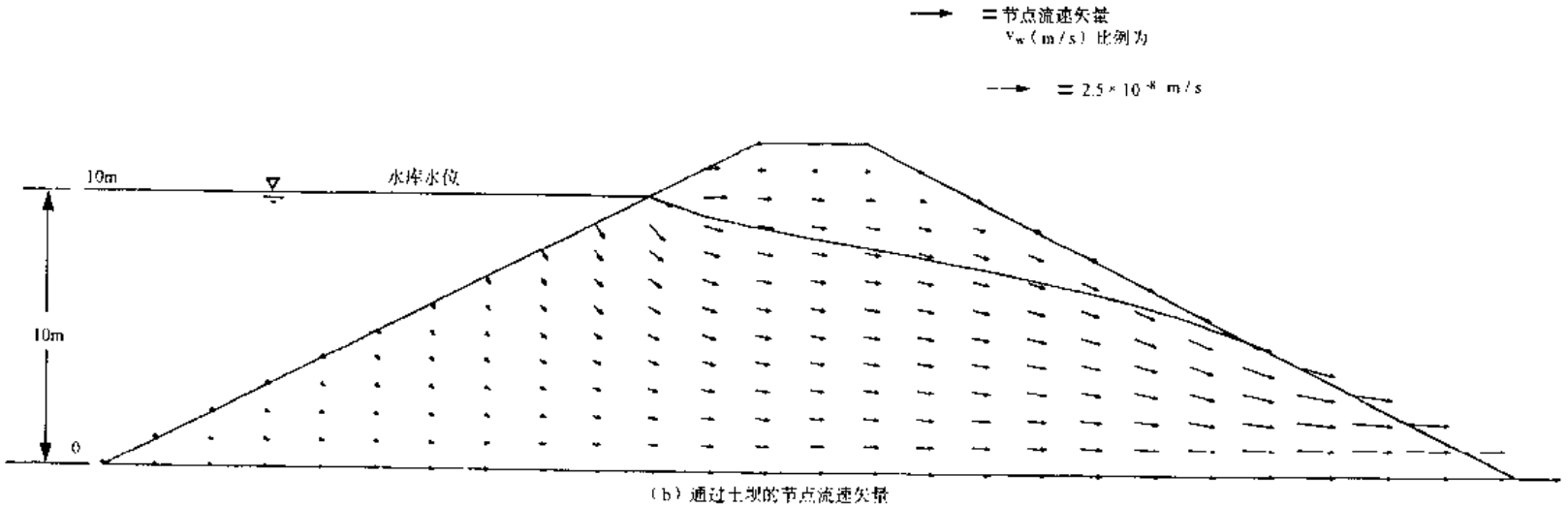


图 16.10　延时等于3174小时(即131天)时通过一个各项同性土坝的非稳态渗流



图中数字为水头（m）

（a）等势线



（b）通过土坝的节点流速矢量

图 16.11　延时等于19656小时(即819天)时通过一个各项同性土坝的非稳态渗流

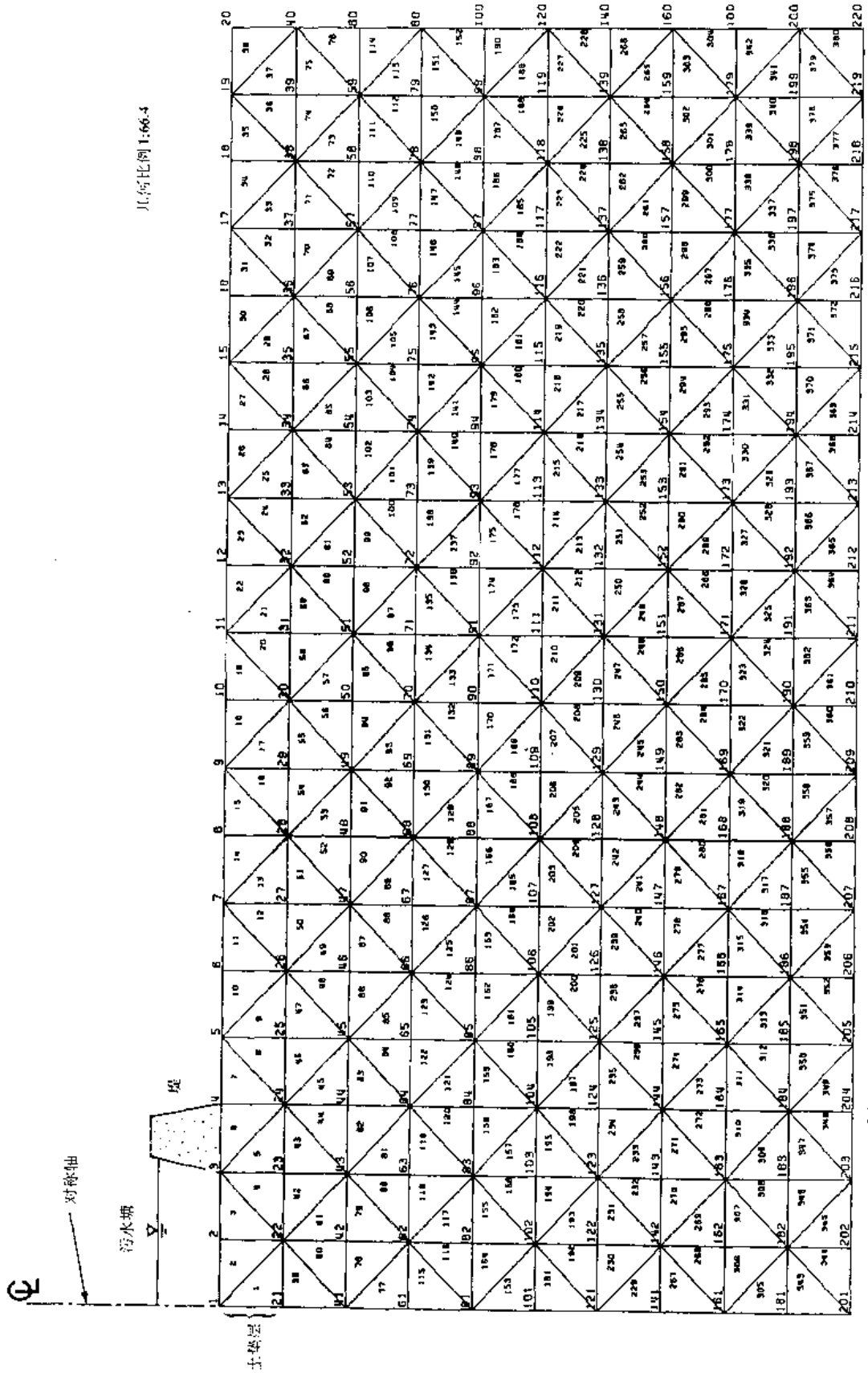


图 16.12　进行污水塘底下非稳态渗流分析时采用的土垫层及周围土体的离散化剖面

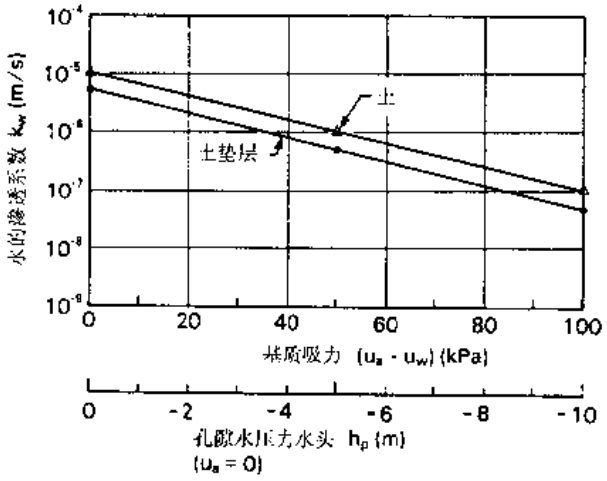


图 16.13 进行污水塘底下地下水非稳态渗流分析采用的渗透系数函数

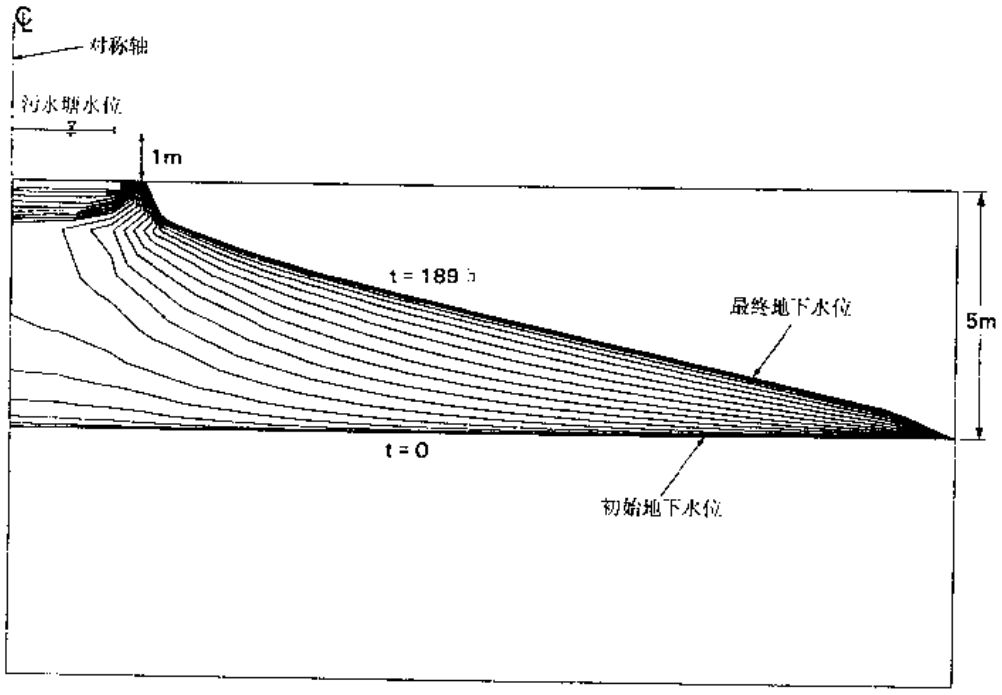
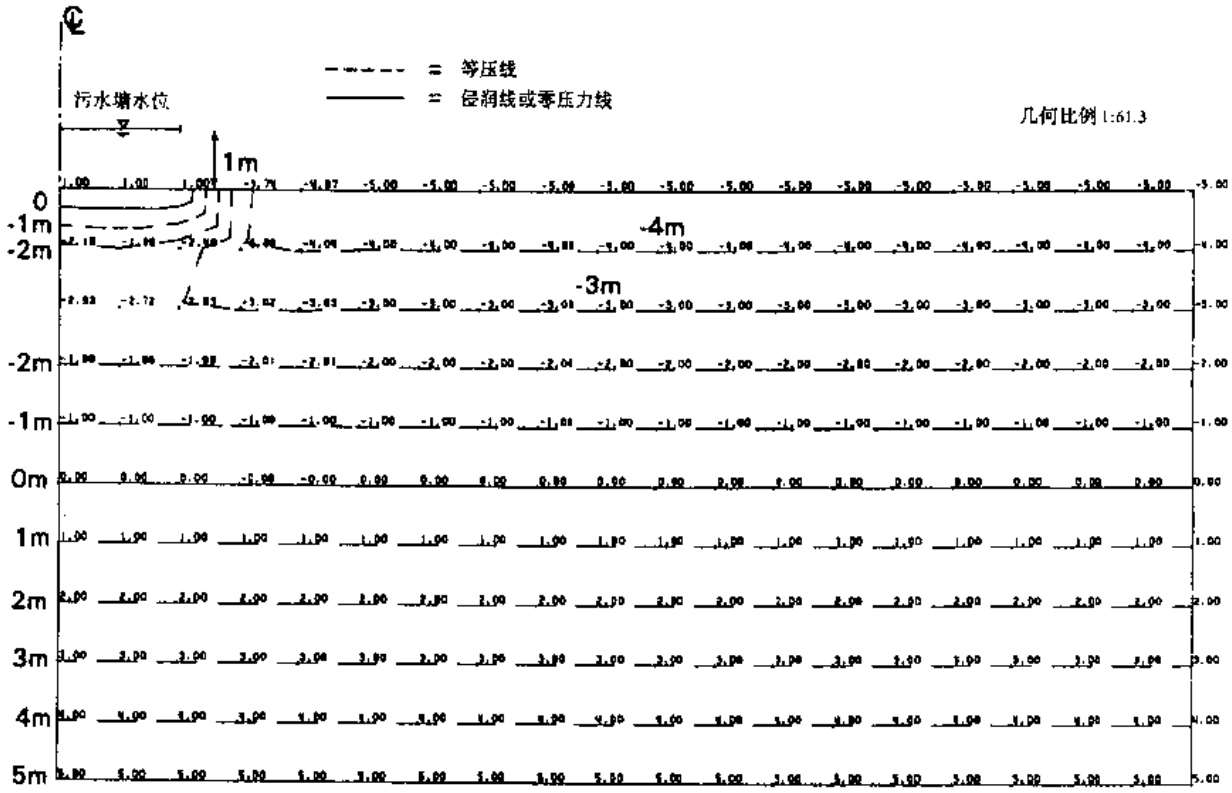
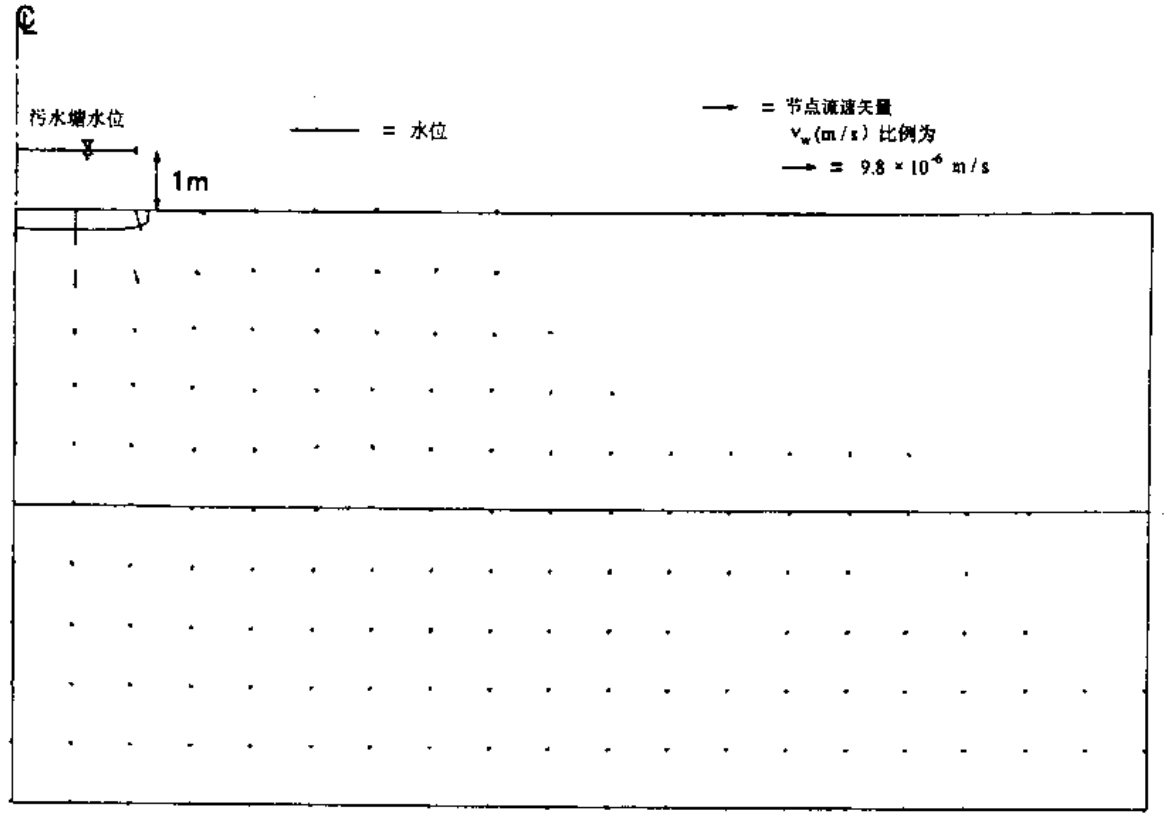


图 16.14 从延时为零至 189h（即 8d）的地下水位瞬态位置



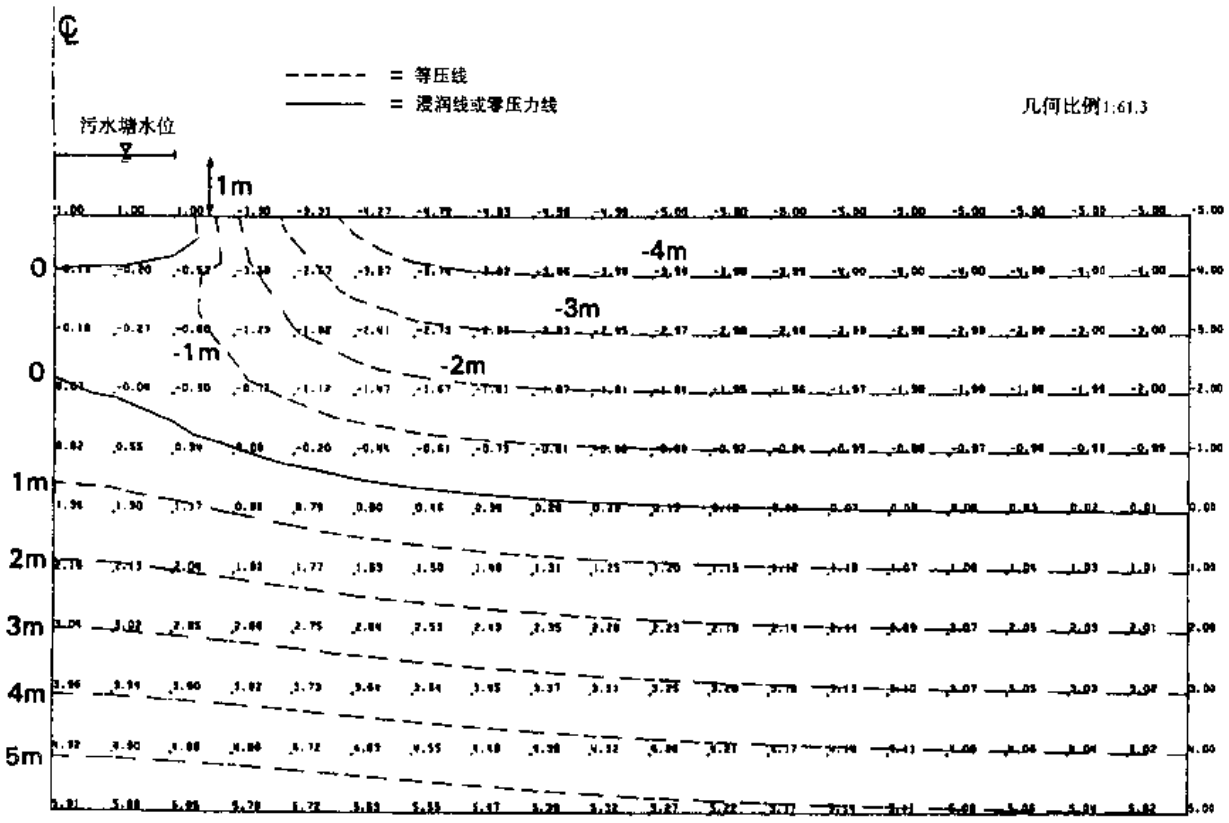
图中数字为孔隙水压力水头(m)

(a) 等孔隙水压力水头线(等压线)



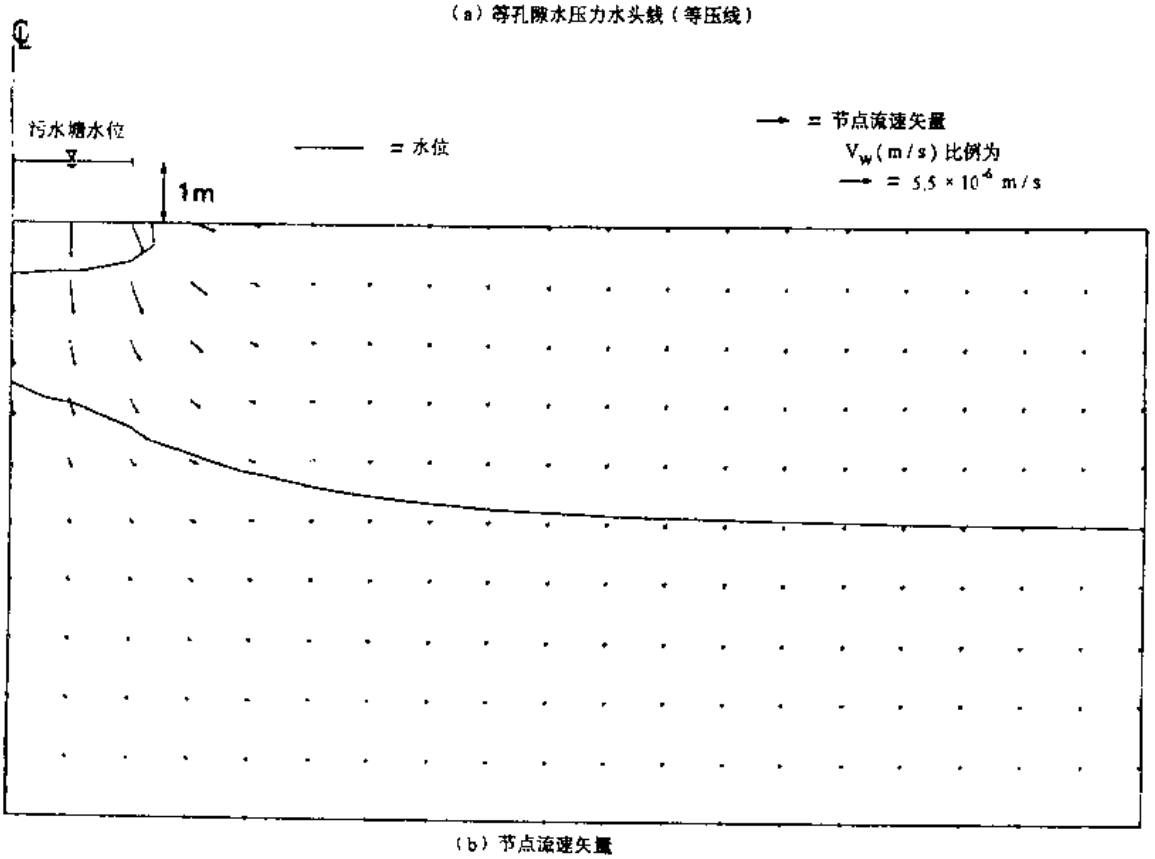
(b) 节点流速矢量

图 16.15　当延时等于73min时，污水塘底下地下水的非稳态渗流



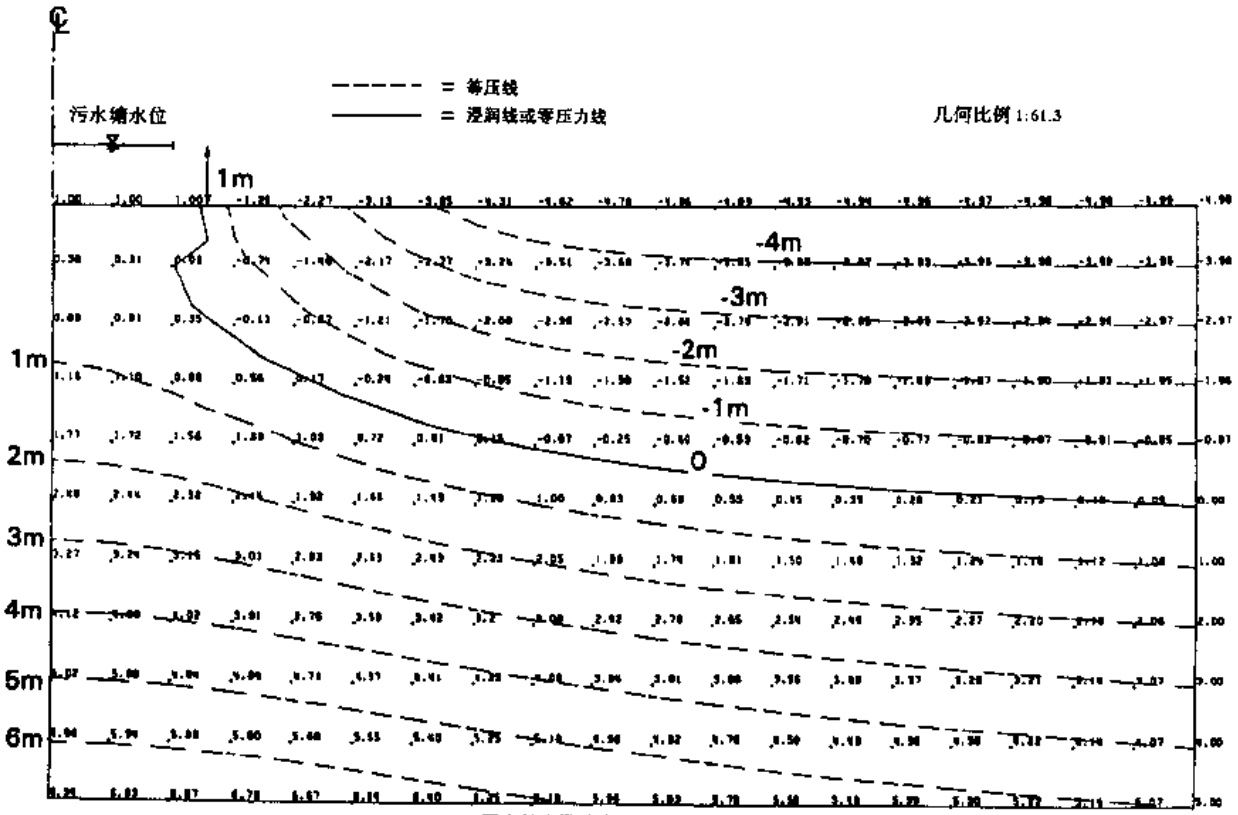
图中数字为孔隙水压力水头（m）

（a）等孔隙水压力水头线（等压线）



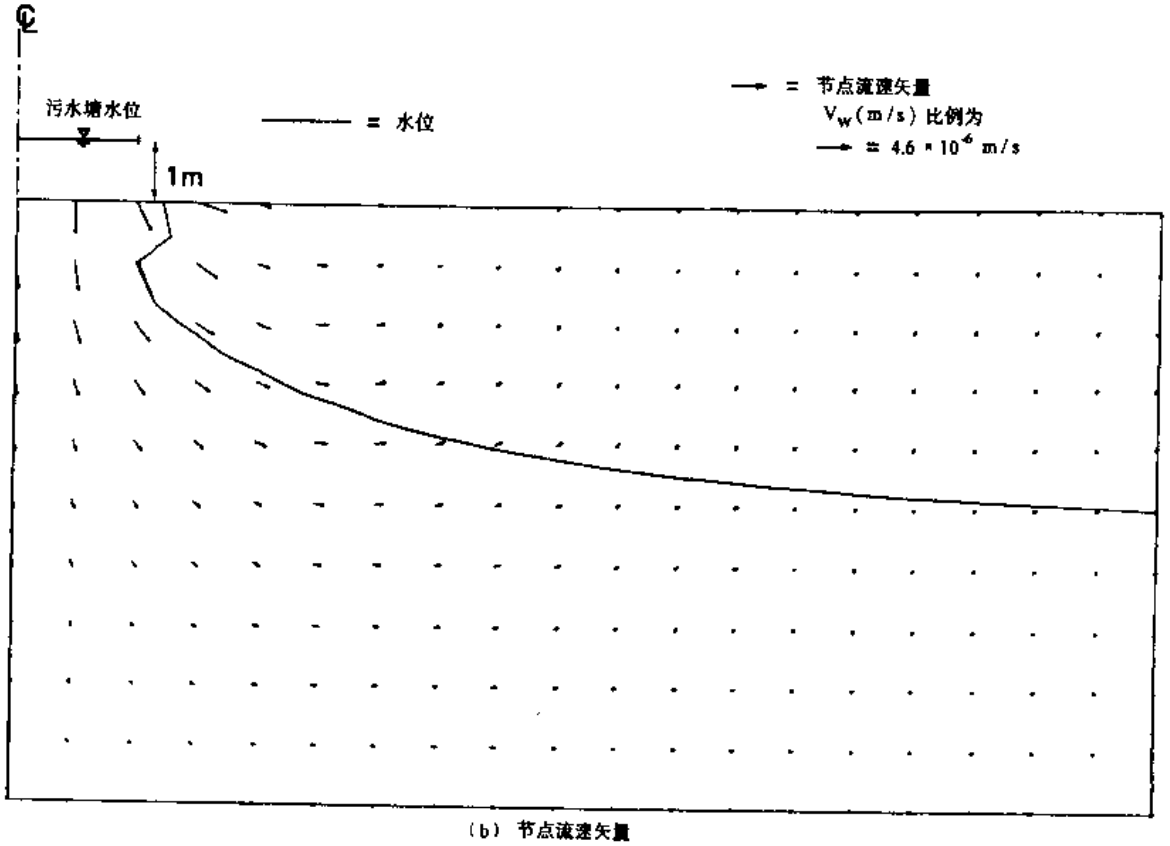
（b）节点流速矢量

图 16.16 当延时等于416min(即7h)时，污水塘底下地下水的非稳态渗流



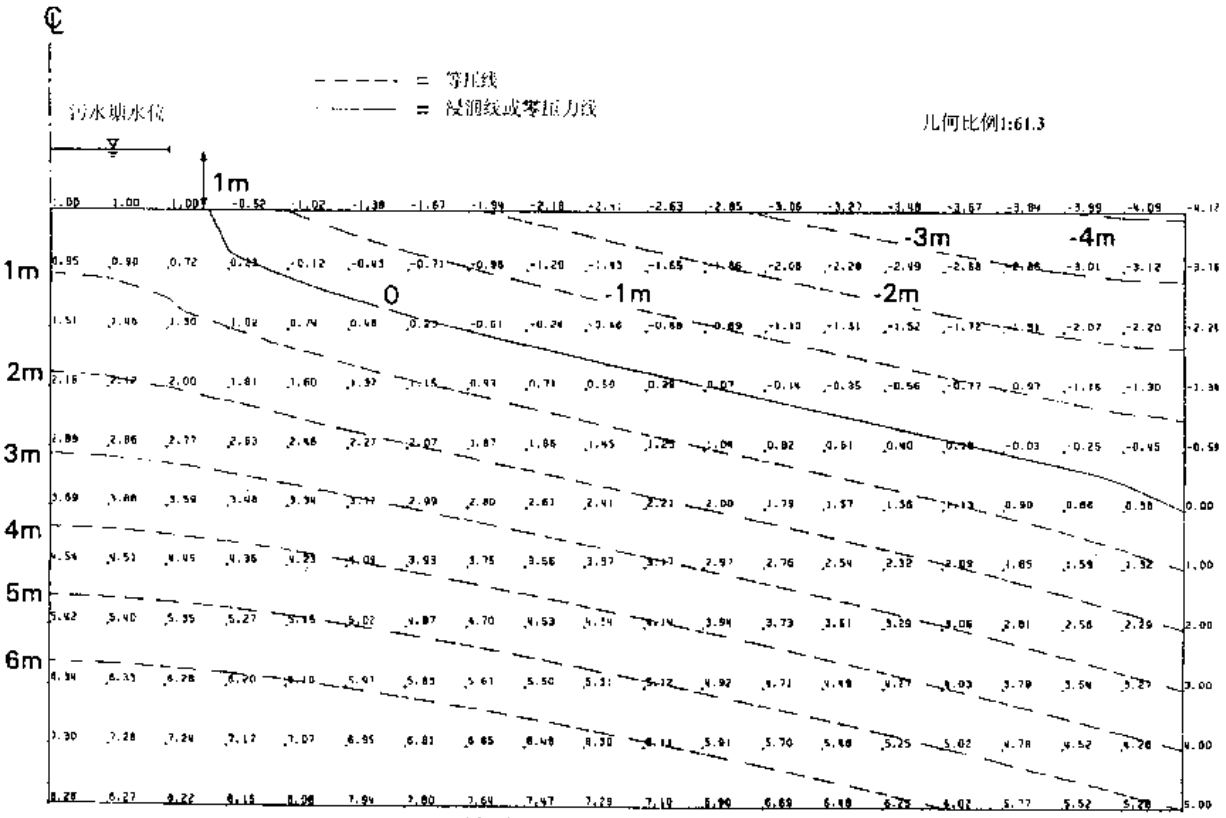
图中数字孔隙水压力水头（m）

（a）等孔隙水压力水头线



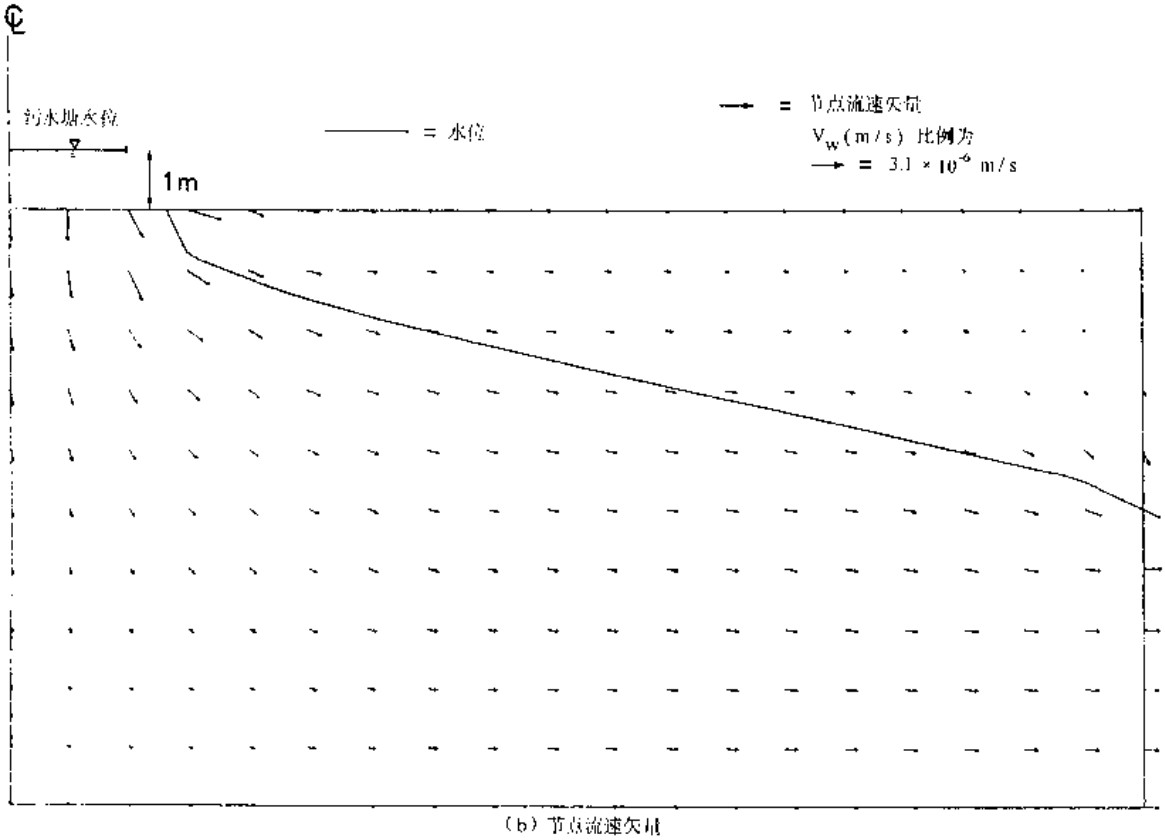
（b）节点流速矢量

图 16.17　当延时等于792min(即13h)时，污水塘底下地下水的非稳态渗流



图中数字为孔隙水压力水头（m）

（a）等孔隙水压力水头线



（b）节点流速矢量

图 16.18 当延时等于189h(即8d)时，污水塘底下地下水的非稳态渗流

水流通过层状土丘边坡渗流举例

第三个例子是在常速率入渗条件下，层状土丘边坡的非稳态渗流问题。 Rulon 和 Freeze （ 1985 ）用层状土丘边坡砂箱模型对此问题进行了研究。在模型边坡中装设了孔隙水压力量测设备。边坡由中砂筑成，中间有一水平细砂层，如图 16.19 所示。细砂的渗透系数小于中砂，以便阻滞水的流动，而在边坡内形成一个渗流面。在坡顶施加常速率的入渗，然后用 Neuman 的有限元模型与量测结果进行比较，如图 16.20 所示。当中砂和细砂的饱和渗透系数分别取为 1.4×10^{-3}和 5.5×10^{-5}m / s时，量测结果与非稳态流的有限元分析结果非常接近。分析中采用的常入渗速率为 2.1×10^{-4}m / s 。

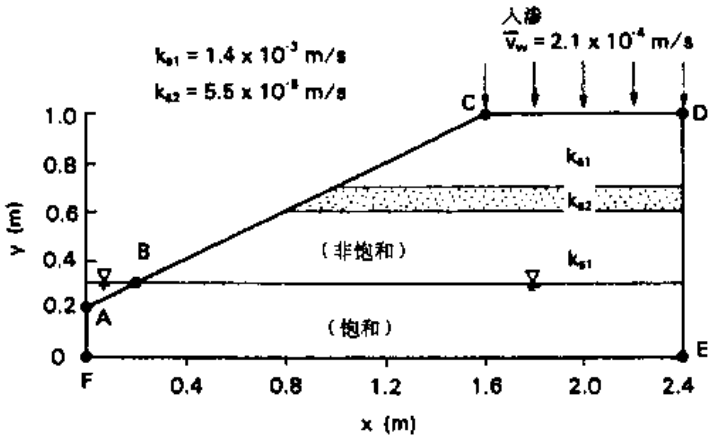


图 16.19　例 3 ，层状土丘边坡渗流问题中的几何尺寸和边界条件

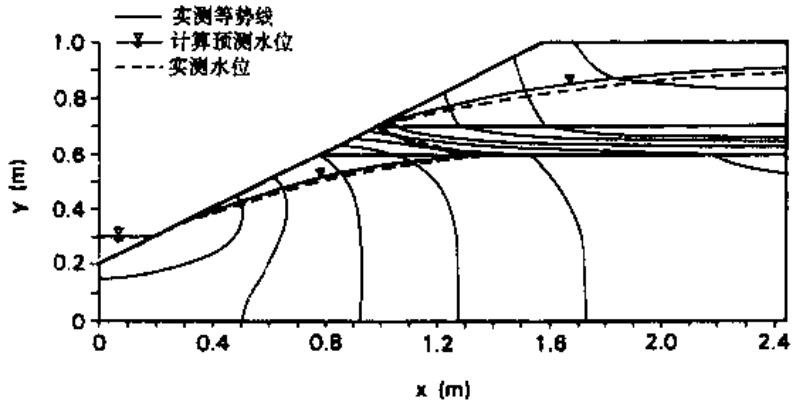


图 16.20　试验砂箱中的实测水位形态与非稳态条件下 Neuman 模型预测结果的比较（引自 Rulon 和 Freeze， 1985 ）

本例中的非稳态渗流分析也可用前节介绍的有限单元法进行。层状土丘边坡的离散化剖面示于图 16.21 。分析中，采用了与 Rulon 和 Freeze （ 1985 ）一样的渗透系数值和入渗速率。中砂和细砂的渗透函数示于图 16.22 。此外，分析中两种砂的水体积变化系数 m_2^w 都取 $2.0\times10^{-3}\text{kPa}^{-1}$ 。

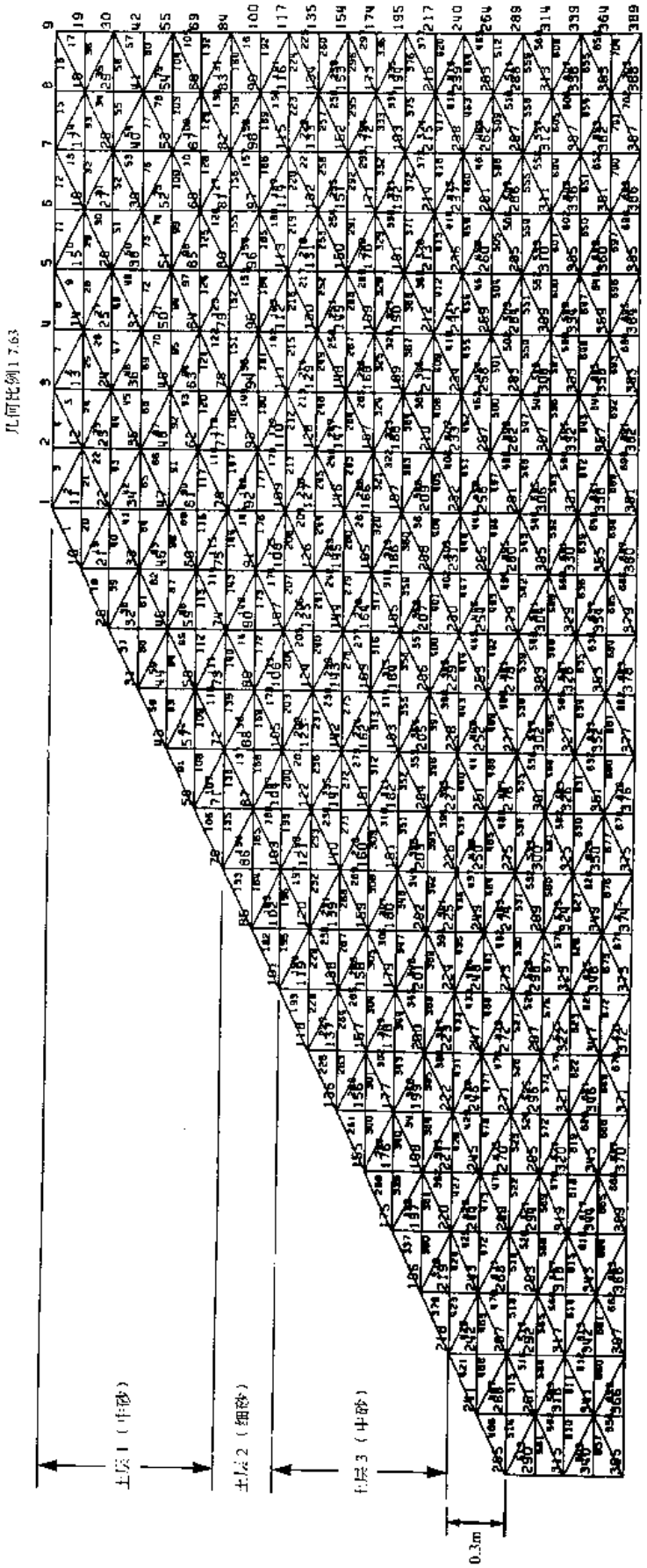


图 16.21 层状土压边坡的离散化剖面

假定的初始稳态条件是，水位位于坡趾以上 0.3 m 处，延时为零时，将常入渗速率为 2.1×10^{-4} m / s 施加于边坡顶部。从初始的稳态（即延时等于零时）到最终的稳态（延时等于 208 s 时），地下水位的变化情况如图 16.23 所示。坡趾处的水位和坡顶处的入渗速率系假定在整个瞬变过程中保持常数，且在边坡的其他边界无渗流。

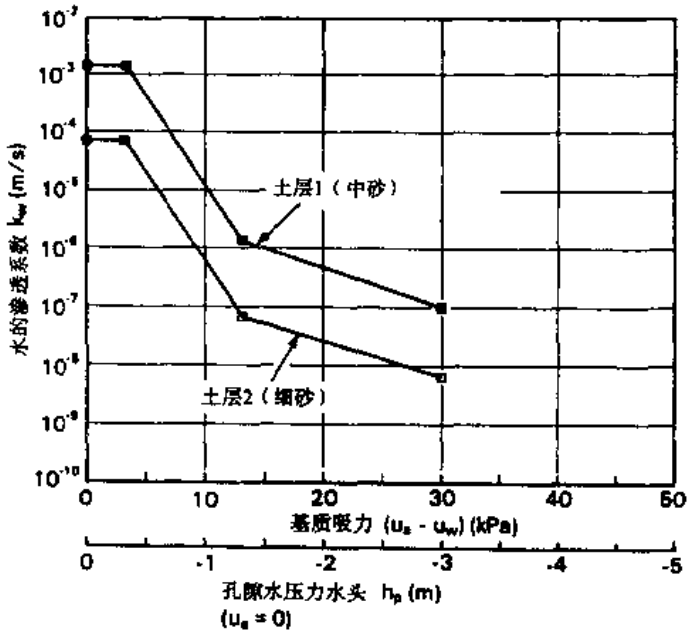


图 16.22　在层状土丘边坡非稳态渗流分析中使用的渗透函数

在瞬变过程中的不同时刻，边坡内的渗流形态和等势线的发展情况示于图 16.24 ～ 16.27 。入渗过程开始时，水向阻水层垂直下渗，此时地下水位尚未受到影响（图 16.24 ）。继续下渗，水流透过阻水层，地下水位开始上升，见图 16.25 。最终，在阻水层上形成滞水水位（图 16.26 ），并向坡面移动（图 16.27 ）。达到稳态时（图 16.27 ），形成了一个楔形的非饱和区和两个渗流面。一个在坡趾附近，另一个在阻水层的上面。换句话说，由于阻水层的存在，形成了地下水位和等势线分布的复杂状态。上述结果（图 16.27 ）与 Rulon 和 Freeze （ 1985 ）提出的模型结果（图 16.20 ）相比较表明，得到的水位和渗流面的位置是相当一致的。

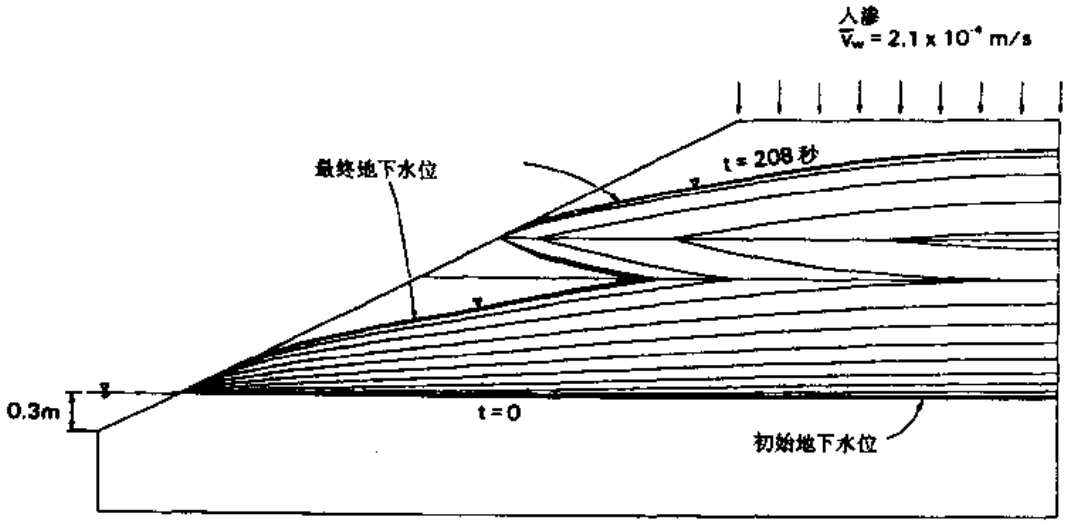
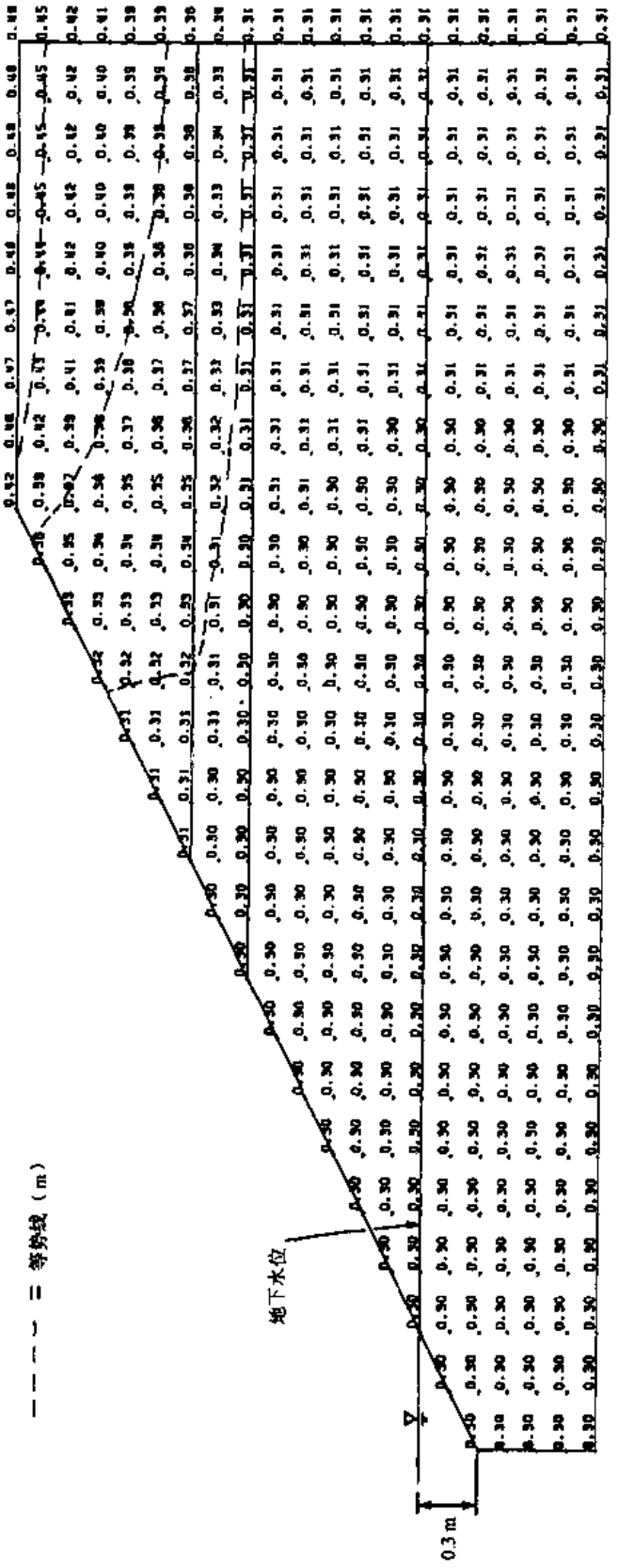


图 16.23　从延时为 0 到 208 s （ 35 min ）时的瞬态水位



图中数字为水头（m）

（a）等势线

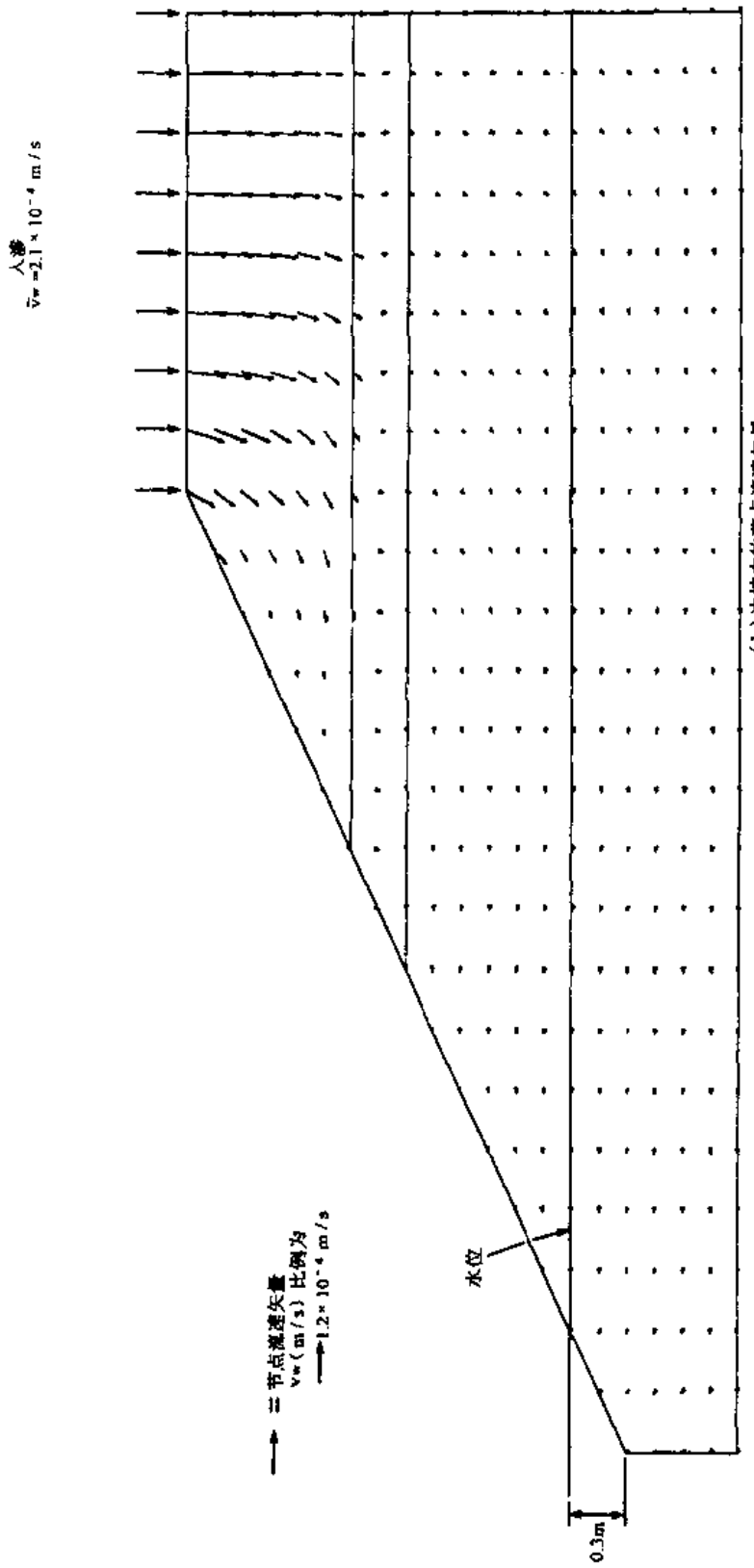
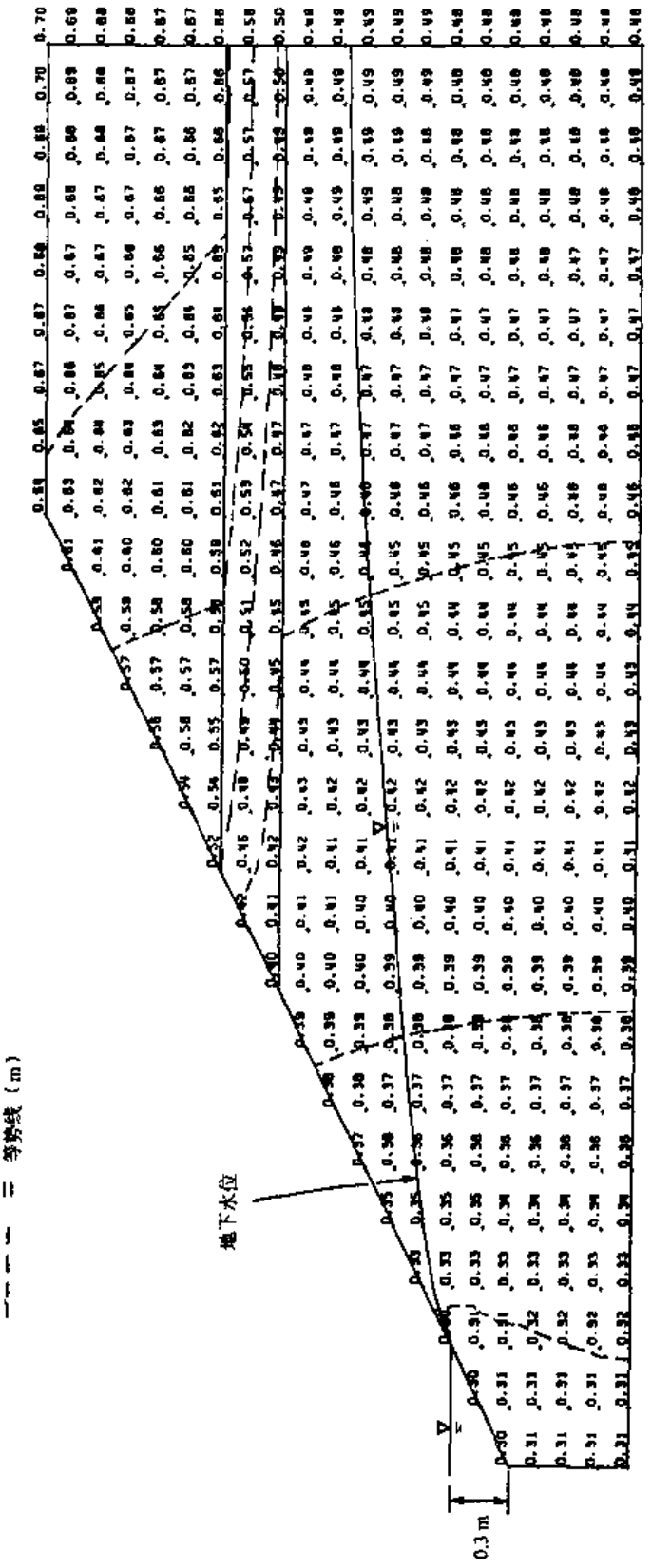
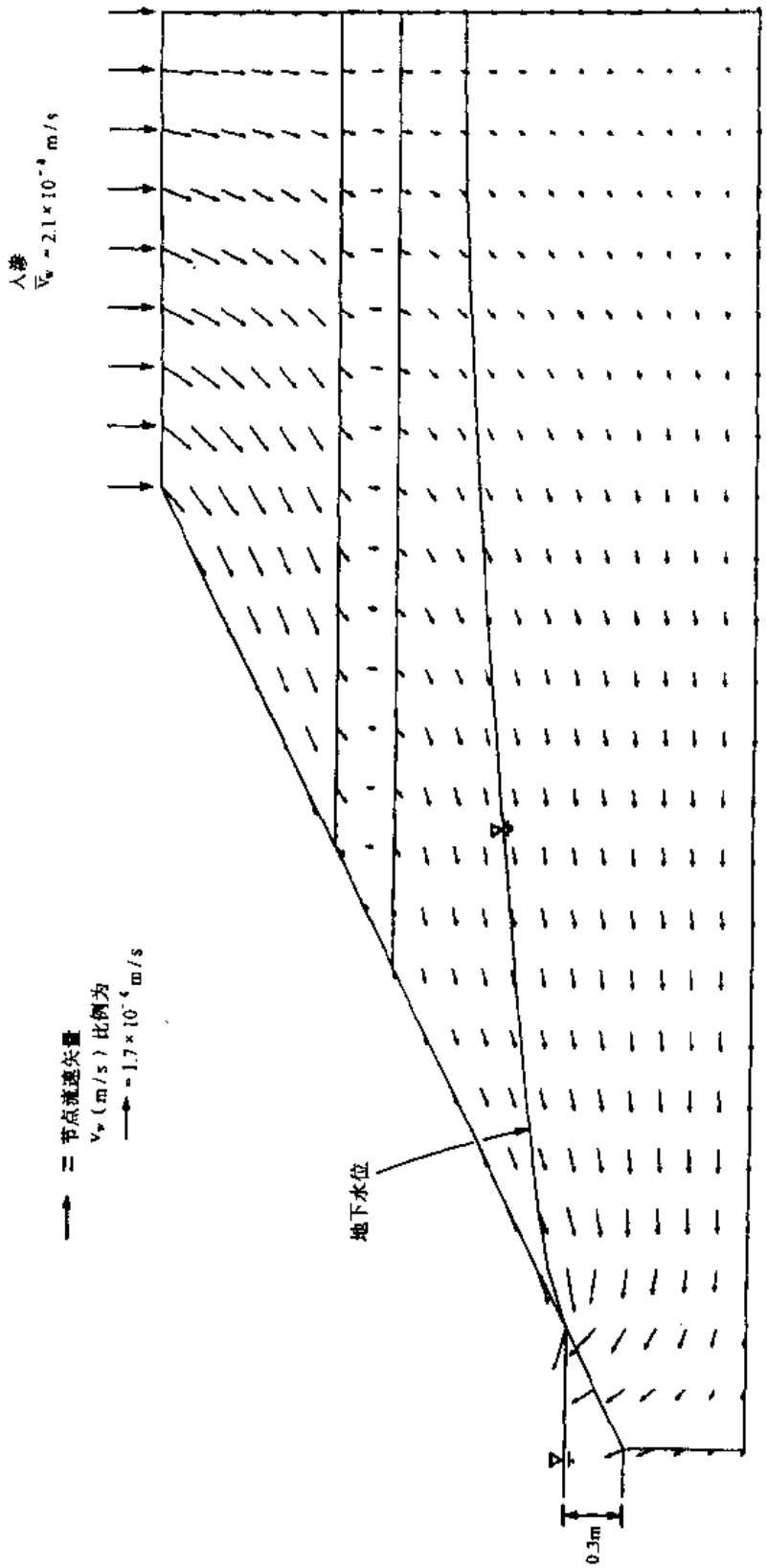


图 16.24　当延时等于4.6s时，通过层状土丘边坡的非稳态渗流



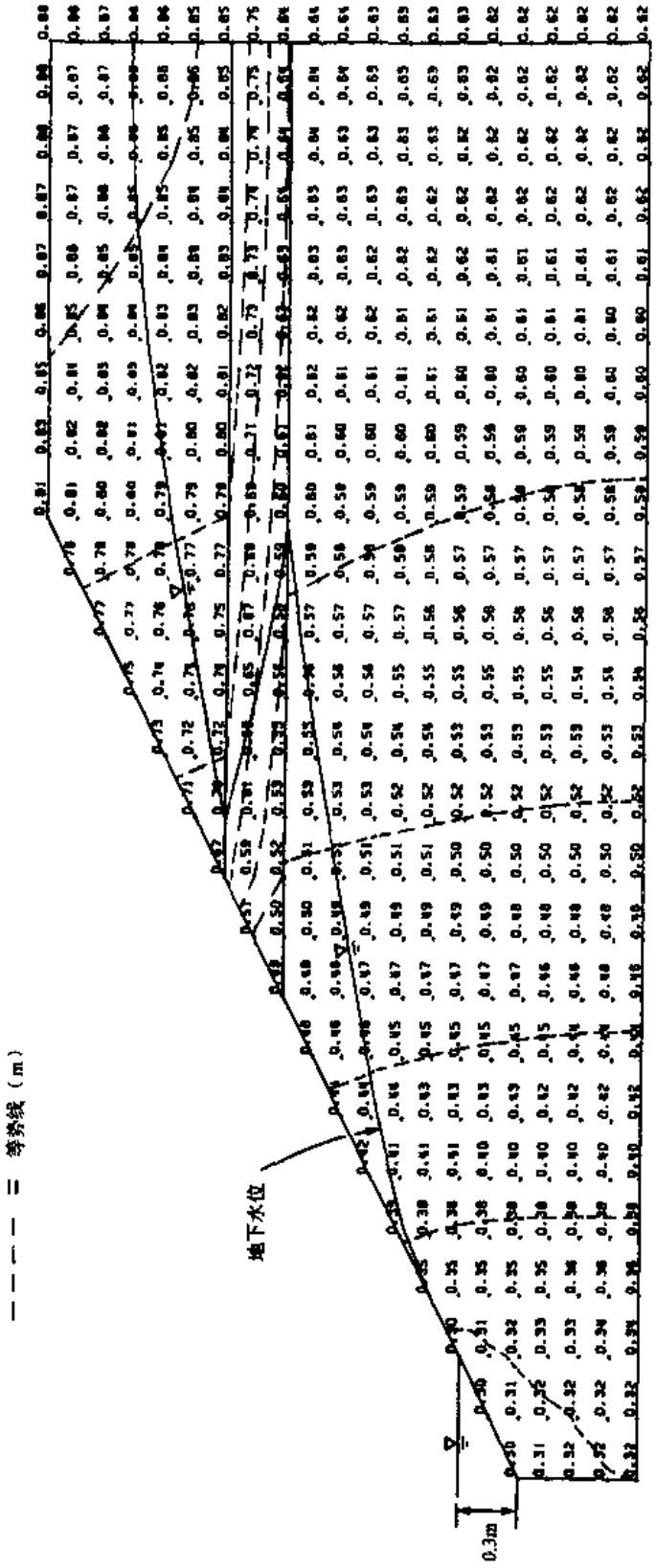
图中数字为水头（m）

（a）等势线



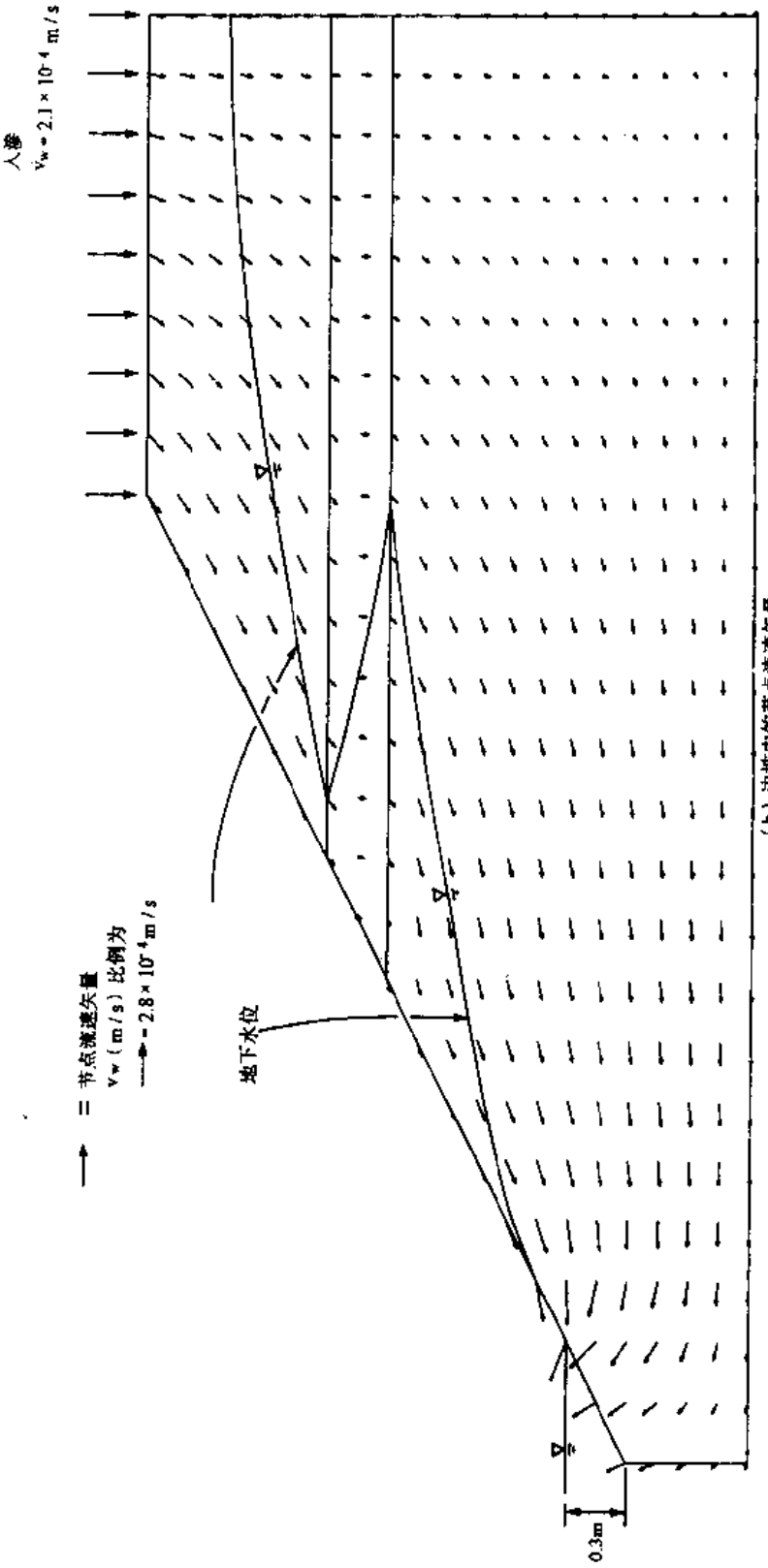
(b) 边坡中的节点流速矢量

图16.25　当延时等于31s时，通过层状土丘边坡的非稳态渗流



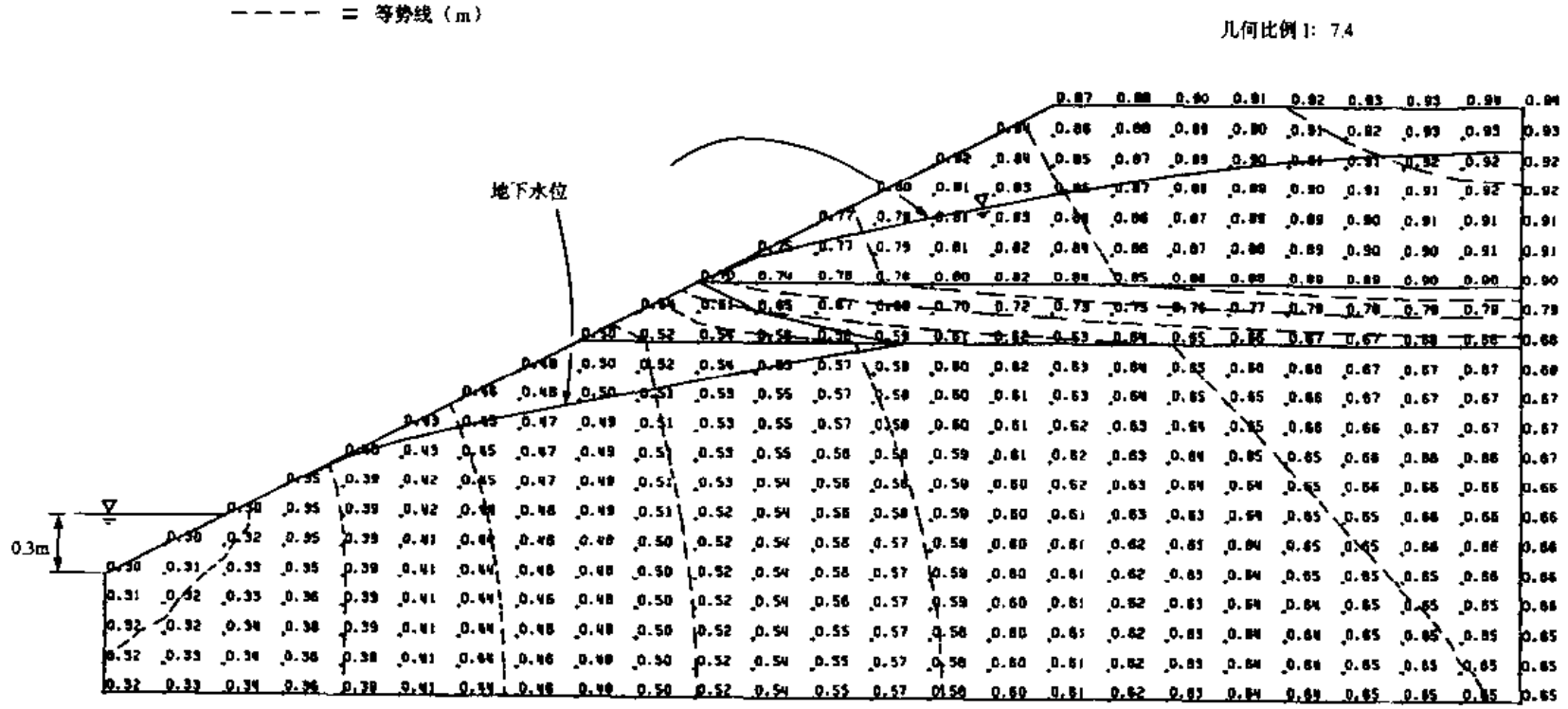
图中数字为水头（m）

（a）等势线



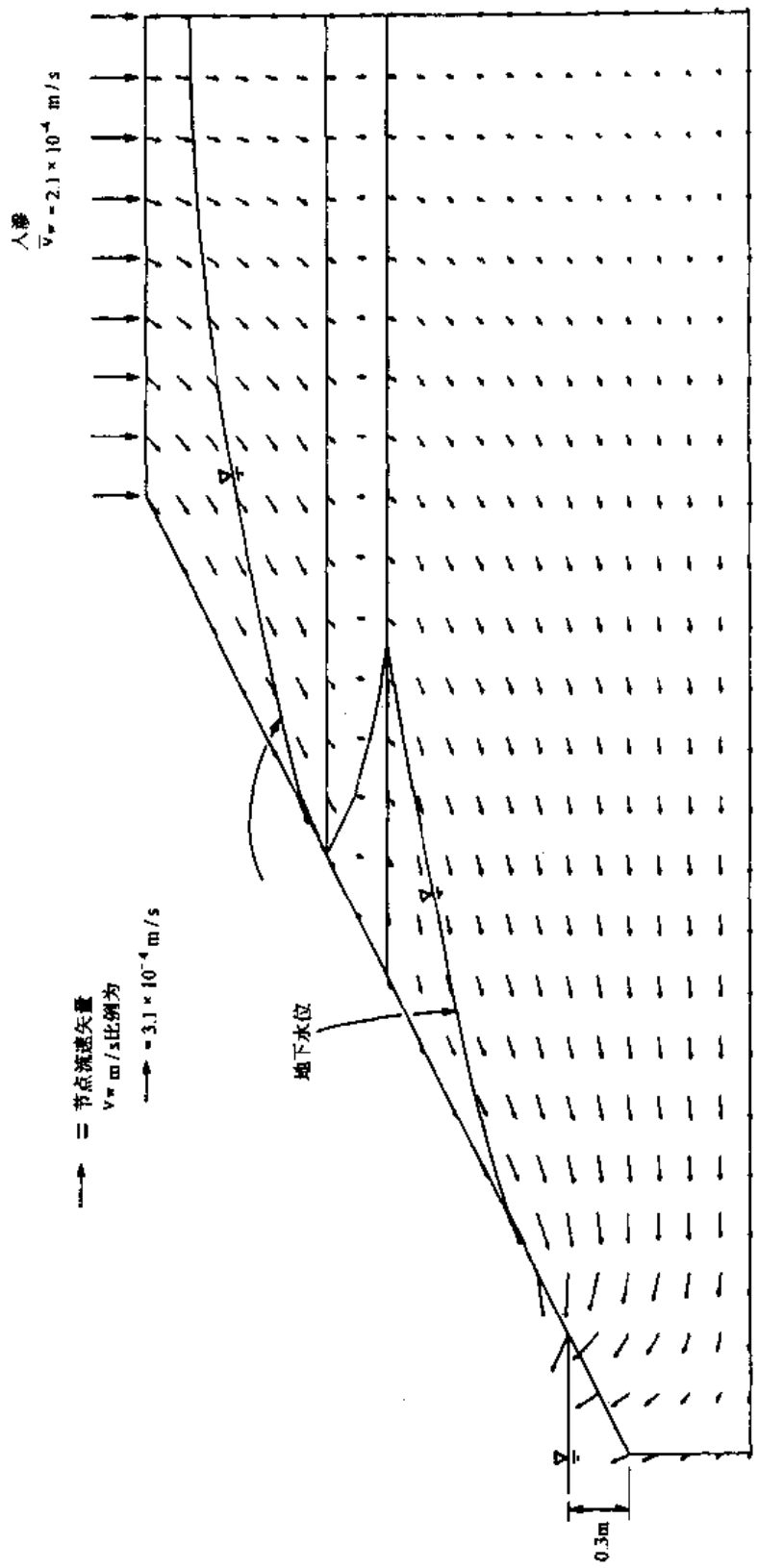
(b) 边坡中的节点流速矢量

图 16.26　当延时等于65.1s时，通过层状土丘边坡的非稳态渗流



图中数字为水头（m）

（a）等势线



（b）边坡中的节点流速矢量

图 16.27　当延时等于208s时，通过层状土丘边坡的非稳态渗流

上述 3 个例子的分析表明，普遍渗流方程〔式（ 16.22 ）〕对解典型的饱和-非饱和渗流问题是非常有用的。用饱和渗流模型来解决此类问题很困难。而且，正如计算得出的渗流速

率所表明的，在入渗过程的初始阶段，渗流主要发生在非饱和区。这类渗流问题有可能很复杂，其复杂程度取决于这类问题所涉及的不同土层渗透系数的差异。

16.2 三维固结耦合公式

建立二维和三维固结严格公式，要求将连续方程与平衡方程相耦合。这是 Biot（1941）在分析非饱和土在特定条件下的固结过程时提出来的。其公式的推导是建立在下列假定的基础上的：即假定在固结过程中，土中存在封闭气泡。

本节介绍具有连续气相非饱和土三维固结耦合公式的建立。有关固结耦合方程的详细解释参见 Dakshanamurthy 等人的文献（1984）。在建立平衡方程和连续方程时，要用到土结构、液相和气相的本构关系。因此，在介绍固结方程的建立之前，首先总结以弹性形式表示的上述各本构关系。

16.2.1 本构关系

应力状态变量与应变状态变量可由适当的本构关系联系起来，这些本构关系含有以系数形式表示的土特性。对于非饱和土，有三个本构关系可用：一是土结构的；二是液相的；三是气相的。在这几个本构方程中，变形状态变量可能是总体积变化、水体积变化或空气体积变化，而应力状态变量则为$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$。这些本构方程与 Biot（1941）和 Coleman（1962）提出的相类似，已在第 12 章介绍过。下面各节将介绍非饱和土的本构方程。

土结构

土结构的本构方程是在假定土的性状为各向同性的线弹性材料的前提下导出的。从增量角度考虑，这一假定是可接受的。本构关系的建立可用半经验方法，将其看作是用于饱和土的弹性公式的延伸。与 x、y 和 z 方向上的法向应变有关的土结构本构关系可以写成增量形式：

$$d\varepsilon_y = \frac{d(\sigma_y - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_x + \sigma_z - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \qquad (16.35)$$

$$d\varepsilon_z = \frac{d(\sigma_z - u_a)}{E} - \frac{\mu}{E}d(\sigma_x + \sigma_y - 2u_a) + \frac{d(u_a - u_w)}{H} \qquad (16.36)$$

与剪切变形有关的本构方程则为：

$$d\gamma_{xy} = \frac{d\tau_{xy}}{G} \qquad (16.37)$$

$$d\gamma_{yz} = \frac{d\tau_{yz}}{G} \qquad (16.38)$$

$$d\gamma_{zx} = \frac{d\tau_{zx}}{G} \qquad (16.39)$$

式中

ε_x——x 方向的法向应变；

ε_y——y 方向的法向应变；

ε_z——z 方向的法向应变；

σ_x——x 方向的法向总应力；

σ_y——y 方向的法向总应力；

σ_z——z 方向的法向总应力；

$(\sigma_x - u_a)$——x 方向的净法向应力；

$(\sigma_y - u_a)$——y 方向的净法向应力；

$(\sigma_z - u_a)$——z 方向的净法向应力；

μ——泊松比；

E——土结构对应于 $(\sigma - u_a)$ 变化的弹性模量或杨氏模量；

H——土结构对应于 $(u_a - u_w)$ 变化的弹性模量；

r_{xy}——z 平面上的剪应变 $(r_{xy} = r_{yx})$；

r_{yz}——x 平面上的剪应变 $(r_{yz} = r_{zy})$；

r_{zx}——y 平面上的剪应变 $(r_{zx} = r_{xz})$；

τ_{xy}——x 平面上 y 方向的剪应力 $(\tau_{xy} = \tau_{yx})$；

τ_{yz}——y 平面上 z 方向的剪应力 $(\tau_{yz} = \tau_{zy})$；

τ_{zx}——z 平面上 x 方向的剪应力 $(\tau_{zx} = \tau_{zz})$；

G——剪切模量。

体积应变的变化 $d\varepsilon_v$ 可由法向应变的变化求和得到：

$$d\varepsilon_v = d\varepsilon_x + d\varepsilon_y + d\varepsilon_z \qquad (16.40)$$

式中

$d\varepsilon_v$——每一增量中的体积应变的变化（即 dV_v / V_0）；

dV_v——土单元体的总体积变化；

V_0——土单元体的初始总体积。

重新排列式（16.34）、（16.35）和（16.36），净法向应力的变化可以表达为法向应变和基质吸力变化的函数：

$$d(\sigma_x - u_a) = 2G(d\varepsilon_x + \alpha d\varepsilon_v) - \beta d(u_a - u_w) \qquad (16.41)$$

$$d(\sigma_y - u_a) = 2G(d\varepsilon_y + \alpha d\varepsilon_v) - \beta d(u_a - u_w) \qquad (16.42)$$

$$d(\sigma_z - u_a) = 2G(d\varepsilon_z + \alpha d\varepsilon_v) - \beta d(u_a - u_w) \qquad (16.43)$$

式中

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \qquad (16.44)$$

$$\alpha = \frac{\mu}{1-2\mu} \qquad (16.45)$$

$$\beta = \frac{E}{H(1-2\mu)} \quad 或 \quad \frac{2G}{H}\frac{(1+\mu)}{(1-2\mu)} \qquad (16.46)$$

液相

液相本构方程确定了因总压力、孔隙气压力或孔隙水压力的任何变化而引起的土单元体中水体积的变化。参考单元中液相的本构方程可写作各应力状态变量变化的线性组合，并具有下列增量形式：

$$\frac{dV_w}{V_0}=\frac{d(\sigma_x-u_a)}{E_w}+\frac{d(\sigma_y-u_a)}{E_w}+\frac{d(\sigma_z-u_a)}{E_w}+\frac{d(u_a-u_w)}{H_w} \quad (16.47)$$

式中

dV_w——土单元体中的水体积变化；

E_w——与$(\sigma-u_a)$变化有关的水体积模量；

H_w——与(u_a-u_w)变化有关的的水体积模量。

将式（16.41）、（16.42）和（16.43）代入式（16.47），土单元体中水的体积变化可以写为：

$$\frac{dV_w}{V_0}=\beta_{w1}d\varepsilon_v+\beta_{w2}d(u_a-u_w) \quad (16.48)$$

式中

$$\beta_{w1}=\frac{E}{E_w(1-2\mu)};$$

$$\beta_{w2}=\frac{1}{H_w}-\frac{3\beta}{E_w}。$$

气相

气相本构方程确定了因总压力、孔隙气压力或孔隙水压力的任何变化而引起的土单元体的空气体积变化。参考单元中，气相的本构方程可以写为各应力状态变量变化的线性组合，并具有下列增量形式：

$$\frac{dV_a}{V_0}=\frac{d(\sigma_x-u_a)}{E_a}+\frac{d(\sigma_y-u_a)}{E_a}+\frac{d(\sigma_z-u_a)}{E_a}+\frac{d(u_a-u_w)}{H_a} \quad (16.49)$$

式中

dV_a——土单元体中的空气体积变化；

E_a——与$(\sigma-u_a)$变化有关的空气体积模量；

H_a——与(u_a-u_w)变化有关的空气体积模量。

将式（16.41）、（16.42）和（16.43）代入式（16.49），土单元体中的空气体积变化可以写为：

$$\frac{dV_a}{V_0}=\beta_{a1}d\varepsilon_v+\beta_{a2}d(u_a-u_w) \quad (16.50)$$

式中

$$\beta_{a1}=\frac{E}{E_a(1-2\mu)};$$

$$\beta_{a2}=\frac{1}{H_a}-\frac{3\beta}{E_a}$$

16.2.2　固结耦合方程

此处提出的固结耦合方程系假定气相是连续的。推导中采用的若干其它假定与 Terzaghi（1943）和 Biot（1941）提出的类似。采用的各种假定有：1）材料为各向同性；2）应力-应变关系为可逆的；3）应力-应变关系为线性；4）小应变；5）孔隙水不可压缩；6）在固结过程中，液相和气相的渗透系数是土的体积-质量特性的函数；7）忽略空气在水中扩散、空气在液相中的溶解，以及水蒸气运动的影响。

在三维固结问题中，有五个未知的变形变量和体积变量需要求解。它们是：x、y 和 z 方向的位移（分别为 u、v 和 w），以及水和空气的体积变化（分别为 dV_w 和 dV_a）。x、y 和 z 方向的位移用于计算总体积变化。这五个未知量可以由三个平衡方程和两个连续方程（液相和气相的连续方程）求解。这些方程将在下面各节中列出。三维固结问题的连续方程基本上是第 15 章介绍过用于一维固结问题的连续性的延伸。所以，连续方程的推导细节不再详述，请参考第 15 章。总之，三维固结问题可由三个平衡方程和两个连续方程求解。

平衡方程

非饱和土单元体的应力状态应满足下列平衡条件（见附录 B）：

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}=0 \qquad (16.51)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}=0 \qquad (16.52)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}=0 \qquad (16.53)$$

假定体积力〔即式（16.52）中的重力〕可以忽略不计，那么将式（16.41）、（16.42）和（16.43）代入式（16.51）、（16.52）和（16.53），得到下列形式的平衡方程：

$$G\nabla^2 u+\frac{G}{1-2\mu}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial x}-\beta\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial x}+\frac{\partial u_a}{\partial x}=0 \qquad (16.54)$$

$$G\nabla^2 v+\frac{G}{1-2\mu}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial y}-\beta\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}+\frac{\partial u_a}{\partial y}=0 \qquad (16.55)$$

$$G\nabla^2 w+\frac{G}{1-2\mu}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial z}-\beta\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial z}+\frac{\partial u_a}{\partial z}=0 \qquad (16.56)$$

式中

$$\nabla^2=\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2}+\frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

液相连续性

如 Darcy 定律所阐述的（见第 15 章），液相的连续方程可由液相的本构方程对时间的导数等于流速的散度得出：

$$\beta_{w1}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}+\beta_{w2}\frac{\partial(u_a-u_w)}{\partial t}$$
$$=-\left[\frac{k_w}{\rho_w g}\nabla^2 u_w+\frac{1}{\rho_w g}\left(\frac{\partial k_w}{\partial x}\frac{\partial u_w}{\partial x}+\frac{\partial k_w}{\partial y}\frac{\partial u_w}{\partial y}+\frac{\partial k_w}{\partial z}\frac{\partial u_w}{\partial z}\right)+\frac{\partial k_w}{\partial y}\right] \quad (16.57)$$

气相连续性

如 Fick 定律所阐述的（见第 15 章），气相的连续方程可由气相本构方程对时间的导数和气流的净质量速率得到：

$$\beta_{a1}\frac{\partial \varepsilon_v}{\partial t}+\beta_{a2}\frac{\partial(u_a-u_w)}{\partial t}$$
$$=-\left[\frac{D_a^*}{\rho_a \overline{u}_a}\nabla^2 u_a+\frac{1}{\rho_a \overline{u}_a}\left(\frac{\partial D_a^*}{\partial x}\frac{\partial u_a}{\partial x}+\frac{\partial D_a^*}{\partial y}\frac{\partial u_a}{\partial y}+\frac{\partial D_a^*}{\partial z}\frac{\partial u_a}{\partial z}\right)+\frac{(1-S)n}{\overline{u}_a}\frac{\partial \overline{u}_a}{\partial t}\right] \quad (16.58)$$

式中

D_a^*——气相的传导系数；

ρ_a——空气的密度；

$\overline{u}_a$——绝对孔隙气压力$\left(\overline{u}_a=u_a+\overline{u}_{atm}\right)$；

u_a——压力表的孔隙气压力；

$\overline{u}_{atm}$——大气压力（101 kPa）；

S——饱和度；

n——孔隙率。

非饱和土中的两相流耦合解析需要联立求解式（16.54）、（16.55）、（16.56）、（16.57）和（16.58）。介绍这类耦合解析的求解方法，已超出了本书的范畴。

16.3 非等温流

空气和水的流动不仅是由于加荷的结果，也可能是由于土体内的温度梯度所造成。非等温条件与现场小气候的变化密切相关。举例说，季节性的温度变化可能引起气流和水流变化，继而造成土体的体积变化。这类非等温条件常常在公路、机场跑道或轻型结构的浅基础下面形成。

以下各节将介绍非饱和土中非等温条件下一维流公式。流动公式中将含有温度梯度。此外，水蒸气的流动也将包含于公式中，因为它在非等温条件下可能是一个十分重要的因素。下面也要考虑气流、液态水流、汽流和热流方程的地表边界条件。土与大气之间的边界条件将包括场地的微气候条件。

16.3.1 气相偏微分方程

固结过程中的一维气体流动微分方程（见第 15 章）可用于非等温条件，只要加上一项考虑温度变化对空气流动的影响，以及对空隙气压力的相应影响即可。y 方向上的一维空气流动方程可表达为如下形式（Dakshanamurthy 和 Fredlund，1981）：

$$\frac{\partial u_a}{\partial t} = -C_a \frac{\partial u_w}{\partial t} + c_v^a \frac{\partial^2 u_a}{\partial y^2} + C_{at} \frac{\partial T}{\partial t} \tag{16.59}$$

式中

C_a——用于气相偏微分方程的相互作用系数，等于：

$$\frac{m_2^a / m_{1k}^a}{1 - m_2^a / m_{1k}^a - (1 - S)n / (\overline{u}_a m_{1k}^a)};$$

m_{1k}^a——在 K_0 加荷条件下，对应于净法向应力变化 $d(\sigma_y - u_a)$ 的空气体积变化系数；

c_v^a——气相的固结系数，等于：

$$\frac{D_a^*}{\omega_a / RT} \frac{1}{\overline{u}_a m_{1k}^a (1 - m_2^a / m_{1k}^a) - (1 - S)n};$$

C_{at}——用于气相偏微分方程的相互作用温度系数，等于：

$$\frac{1}{T}\left[\frac{(1 - S)n\overline{u}_a}{(1 - m_2^a / m_{1k}^a)\overline{u}_a m_{1k}^a + (1 - S)n}\right];$$

T——绝对温度（$T = t° + 273.16$）（K）；

$t°$——温度（°C）；

t——时间。

式（16.59）未考虑传导系数 D_a^* 可能发生的任何变化，并假定传导系数随空间的变化（$\partial D_a^* / \partial y$）可以忽略不计.

16.3.2　液相流体和蒸汽的流动方程

非等温条件下，流体和蒸气的流动微分方程与一维固结的水流动方程（见第 15 章）十分相似，唯需加上一项。加上的一项考虑了在扩散和平流过程中产生的水蒸气流动（Wilson，1990）。在非等温条件下，水蒸气的流动可能是很重要的。在 y 方向上液相流体和蒸气的一维流动方程可表达为：

$$\begin{aligned}\frac{\partial u_w}{\partial t} = -C_w \frac{\partial u_a}{\partial t} &+ \frac{1}{\rho_w g m_2^w} \frac{\partial}{\partial y}\left(k_w \frac{\partial u_w}{\partial y}\right) \\ &+ \frac{\overline{u}_a + \overline{u}_v}{\overline{u}_a} \frac{1}{\rho_w m_2^w} \frac{\partial}{\partial y}\left(D_v \frac{\partial \overline{u}_v}{\partial y}\right)\end{aligned} \tag{16.60}$$

式中

C_w——用于液相偏微分方程的相互作用系数（即 $(1 - m_2^w / m_{1k}^w) / (m_2^w / m_{1k}^w)$）；

u_v——空气中水蒸气的分压力；

D_v——水蒸气通过土的扩散系数（kg · m / kN · s）。

水蒸气的扩散系数 D_v 可由下式（Philip 和 de Vries，1957；de Vries，1975；Dakshanamurthy 和 Fredlund，1981；Wilson，1990）计算：

$$D_v = \alpha\beta\left(D_{vm} \frac{\omega_v}{RT}\right) \tag{16.61}$$

式中

α——土的绕曲因数（$\alpha=\beta^{2/3}$）；

β——可供水蒸气流动的土横截面面积（即$(1-S)n$）；

D_{vm}——空气中水蒸气的分子扩散率（即 0.229（$1+T/273$）$^{1.75}\times10^{-4}\mathrm{m}^2/\mathrm{s}$，引自 Kimball 等人，1976）；

$\overline{w}_v$——水蒸气的分子质量（即 18.016kg / kmol）。

式（16.61）表明，扩散系数 D_v 是土性（S 和 n）的函数，而后者又是基质吸力(u_a-u_w)的函数。此外，D_v 也是温度 T 的函数〔式（16.61）〕。同样地，渗透系数 k_w 也是土性的函数（见第 5 章），土性可能随土体中的不同位置而变化。如系数 k_w 和 D_v 随空间位置的变化可忽略不计，则式（16.60）可简化为：

$$\frac{\partial u_w}{\partial t}=-C_w\frac{\partial u_a}{\partial t}+c_v^w\frac{\partial^2 u_w}{\partial y^2}+c_v^{wv}\frac{\partial^2\overline{u}_v}{\partial y^2} \qquad (16.62)$$

式中

c_v^w——关于液相的固结系数（即 k_w /（$\rho_w g m_2^w$））；

c_v^{wv}——关于水蒸气相的的固结系数，即：

$$\frac{(\overline{u}_a+\overline{u}_v)}{\overline{u}_a}\frac{D_v}{\rho_w m_2^w}$$

16.3.3 热流方程

可以用 Fourier 扩散方程来描述热量在土中的传导（Jame 和 Norum，1980；Fredlund 和 Dakshanamurthy，1982；Wilson，1990）。Wilson（1990）提出的热流方程式如下：

$$\zeta\frac{\partial T}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda\frac{\partial T}{\partial t}\right)-L_v\left(\frac{\overline{u}_a+\overline{u}_v}{\overline{u}_a}\right)\frac{\partial}{\partial y}\left(D_v\frac{\partial\overline{u}_v}{\partial y}\right) \qquad (16.63)$$

式中

ζ——土的体积比热，是含水量的函数（J / m^3 / °C）；

λ——土的热传导率，是含水量的函数（W / m / °C）；

L_v——水的汽化潜热（2418000 J / kg）；

式（16.63）描述由于传导和相的变化造成的潜热传递而引起的热流。因对流引起的热流则可以忽略不计（Jame 和 Norum，1980；Wilson，1990）。土的体积比热可用 de Vries（1963）给出的公式计算：

$$\zeta=\zeta_s\theta_s+\zeta_w\theta_w+\zeta_a\theta_a \qquad (16.64)$$

式中

ζ_s——土中固体的体积热比容量（细砂的典型值为 2.235 × 10^6 J / m^3 / °C（de Vires，1963））；

θ_s——固体的体积含量（即 V_s / V）；

V_s——土中固体土粒的体积；

V——土的总体积；

ζ_w——液相的体积热比容量〔即水在 35°C 时等于 4.154 × 10^6 J / m^3 / °C（Wilson，1990）〕；

θ_w——体积含水量（等于 V_w / V）；

V_w——土中水的体积；

ζ_a——气相的体积热比容量；

θ_a——空气的体积含量（即 V_a / V）。

式（16.64）等号右边第三项的数值很小，可忽略不计（de Vries，1963）。土的热传导率λ可由下式（de Vries，1963）得到：

$$\lambda = \frac{f_s\theta_s\lambda_s + f_w\theta_w\lambda_w + f_a\theta_a\lambda_a}{f_s\theta_s + f_w\theta_w + f_a\theta_a} \qquad (16.65)$$

式中

f_s，f_w，f_a——分别为固相、液相和气相的加权因数；

λ_s，λ_w，λ_a——分别为固相、液相和气相的热传导率。

砂粒和水的典型传导率分别为6.0和0.57 W / m /°C。空气的热传导率 λ_a 包含两个分量（Jame，1977；Wilson，1990）：

$$\lambda_a = \lambda_{\text{dry air}} + \lambda_{\text{water vapor}} \qquad (16.66)$$

式中

$\lambda_{\text{dry air}}$——干燥空气分量，为0.025 W / m /°C；

$\lambda_{\text{water vapor}}$——水蒸气分量，体积含水量$\theta_w$在0至12.1 %之间时，对应的$\lambda$值在0至0.0736之间，呈线性变化。

计算加权因数 f 时假定土颗粒的形状为椭圆形。连续介质（即空气和水）的加权因数等于1。土中的水可视为连续介质，取 f_w 值等于1；而固相和气相的加权因数则可按下列关系式算出：

$$f = \frac{1}{3}\sum_{i=1}^{3}\left[1 + \left(\frac{\lambda}{\lambda_w} - 1\right)g_i\right]^{-1} \qquad (16.67)$$

式中

f——f_a或f_s；

λ——λ_a或λ_s；

g——椭圆体的退极性因数（即 g_1、g_2和g_3，并且 $g_1 + g_2 + g_3 = 1$）；g_1、g_2和g_3的值与颗粒大小无关，仅取决于椭圆的轴长比。

Wilson（1990）在计算砂质土的加权因数时采用相等的退极性因数1 / 3。在此情况下，假定砂粒为球状体。气相的退极性因数 g_1 和 g_2 是这样假定的：当体积含水量θ_w的范围为从23.6到12.1 %时，其值分别从0.333线性递减到0.105；当θ_w值的范围分别从12.1变化到0 %时，其值从0.105变化到0.015（Jame，1977）。图16.28表示Beaver Creek砂的热传导率λ随体积含水量变化的情况，这是用式（16.65）、（16.66）和（16.67）计算得出的结果。

16.3.4　大气边界条件

非等温流的解可由气相〔式（16.59）〕、液相和蒸气相〔式（16.60）或（16.62）〕，以及热流方程〔式（16.63）〕诸微分方程式联立求解得到。在某些情况下，瞬变过程中的孔

隙气压力变化可以忽略不计（Rahardjo，1990；Wilson，1990）。这样，空气流动微分方程式（16.59）可以省略。同时，水的流动方程（式（16.60）或（16.62））中的$\partial u_a/\partial$项可置为零。换言之，仅余两个微分方程需要联立求解，它们是式（16.60）（或式（16.62））和式（16.63）。

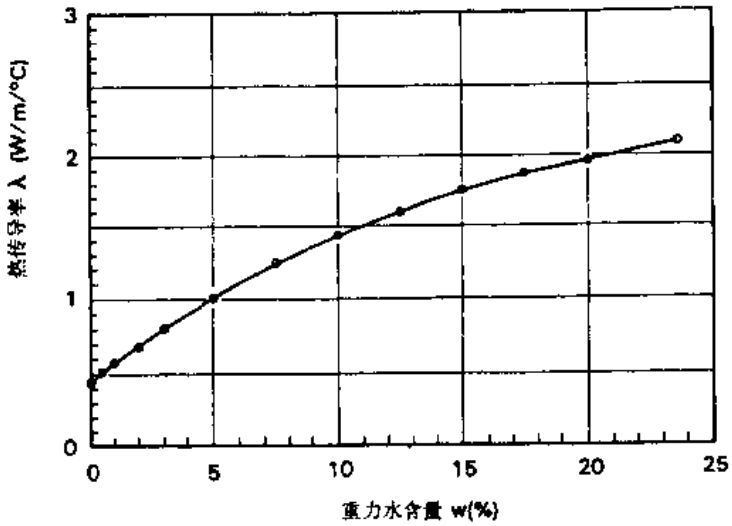


图 16.28 Beaver Creek 砂的热传导率与含水量的关系（引自 Wilson，1990）

空气与液态水流的地面边界条件

求解三个微分流动方程时需要知道空气、液态水、水蒸气和温度的大气边界条件。求解空气流动方程（式（15.69））时，大气压力可以取作地表的压头边界条件；求解式（16.60）或（16.62）中的液态水流分量时，地表的净入渗量可以取作土体表面的流量边界条件。地表的净入渗量可由总降雨量与径流量之差算出。

水蒸气流的地表边界条件

地表处的净排水可用水蒸气流动或蒸发表示。地表的蒸发通量可用作式（16.60）或（16.62）中水蒸气流分量的渗流边界条件。蒸发通量是土体表面与大气之间水蒸气压力梯度的函数。最大蒸发率相应于土体表面为完全饱和的情况。一般称为蒸发势（Thornthwaite，1948；Penman，1948）。当土体表面变为非饱和或干燥时，实际蒸发率会显著下降（Hillel，1980；Wilson，1990）。此外，实际蒸发率还与气候条件有关，如图 16.29 所示。

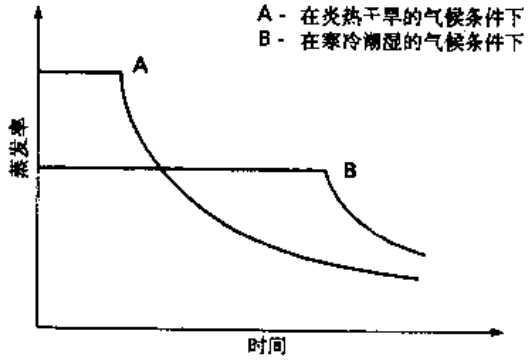


图 16.29 在不同气候条件下干燥土表面的蒸发率与时间的关系（引自 Wilson，1990）

土体表面的蒸发率与土体表面及其邻接空气之间的水蒸气压力梯度直接有关。利用 Dalton 的质量扩散公式，蒸发率（Wilson，1990）可写为：

$$E_v = f_v\left(\overline{u}_v - \overline{u}_v^a\right) \qquad (16.68)$$

式中

E_v——竖向蒸发通量；

f_v——与风速、地面粗糙度及涡流扩散有关的函数；

$\bar{u}_v$——发生蒸发时的土体表面的水蒸气压力；

$\bar{u}_v^a$——发生蒸发时的土体表面上方空气中的水蒸气压力。

利用式（16.68）求解现场问题时，需有气候数据来估计系数f_v的值。Penman（1948）将式（16.68）与地表能量平衡相结合，提出计算蒸发势的公式。此后，Wilson（1990）将该公式延伸，用于计算非饱和土表面的实际蒸发率：

$$E_v = \frac{\Gamma Q_n + \eta E}{\Gamma + \eta A} \tag{16.69}$$

式中

E_v——竖向蒸发通量（mm / d）；

Γ——饱和水蒸气压与温度关系曲线上相应于平均空气温度处的斜率（见第2章）；

Q_n——总净幅射量（mm / d）；

η——湿度常数（即0.27 mmHg / °F）；

E_{va}——$f_v \bar{u}_v^a (B - A)$；

f_v——0.35（1 + 0.146 W_w）；

W_w——风速（km / h）；

$\bar{u}_v^a$——蒸发面上方空气中的水蒸气压力（mm Hg）；

B——空气相对湿度的倒数；

A——地表相对湿度的倒数。地表的相对湿度RH可与土的吸力联系起来，见第4章。

总净辐射量Q_n可用Penman（1948）给出的经验公式确定：

$$Q_n = R_c(1-r) - \tau_{sb} T_a^4 \left(0.56 - 0.092\sqrt{\bar{u}_v^a}\right)\left(0.10 + \frac{0.90 n_{as}}{N_{ps}}\right) \tag{16.70}$$

式中

R_c——现场量测的短波辐射（即$0.95R_a$（0.18 + 0.55 n_{as} / N_{ps}））；

R_a——在完全透明大气条件下的太阳辐射（可从表中查出）；

r——反射比系数；

τ_{sb}——Stefan-Boltzmann常数（即5.67 × 10^{-8} W / m^2 / K^4）；

T_a——空气温度（K）；

n_{as} / N_{ps}——实际与可能的小时日照比。

Wilson（1990）采用式（16.69）预测了加拿大Sask省Saskatoon市7月份的典型蒸发率。用于分析的是均匀的风积细砂。算出的蒸发势为7.7 mm / d。计算中利用Gray（1970）所提供的典型气候数据如下：

1）空气温度＝23.6°C；

2）相对湿度＝47.5 %；

3）风速＝4.4 m / s；

4）太阳辐射＝39 MJ / m^2d或16.2 mm / d；

5）日照＝30 MJ / m^2d或12.5 mm / d；

6）反射系数＝0.05；

7）日照比 n_{as} / N_{ps} ＝65 %。

图 16.30 表示对应于三个不同地下水位预测的蒸发率：高地下水位情况（曲线 1），在 10 d 时段内，得到的蒸发率等于蒸发势 7.7 mm / d。换句话说，由于高地下水位提供了地表充分蒸发的必要补给，在整个 10 d 的时段内，地表保持了饱和蒸发面的条件。然而，对于水位较低的情况（曲线 2 和 3），在蒸发时段内，不能对土体表面提供充分的补给，造成原来饱和的砂土表面迅速变为非饱和。

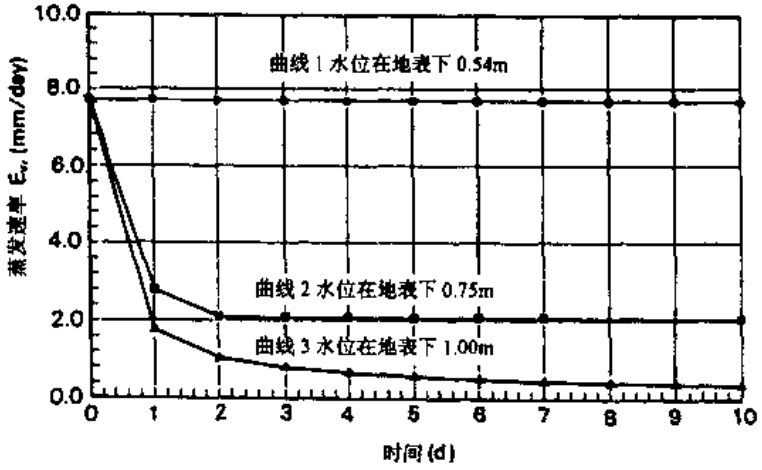


图 16.30 在 Beaver Creek 砂土中不同地下水位条件下，用修正的 Penman 公式算得的蒸发率与时间的关系（引自 Wilson，1990）

土的吸力在地表面显著增加，使蒸发率降低，蒸发率大约从 7.7 降到 2 mm / d。看来，在接近地面处形成了一道干燥线，它控制了蒸发通量。表面处的高吸力导致液相的渗透系数趋近于零（或一个低值），液态水变得不连续，直至消失。所以，从地下水位处向上的液态水渗流只能延续很短的距离。在此情况下，通过土层干燥面的水蒸气扩散成为起主要作用的因素。

热流的地表边界条件

求解热流方程（16.63）时，地表土的温度可以作为地表边界条件。地表温度可用下式（Wilson，1990）计算：

$$T_s = T_a + \frac{1}{\eta f_v}\left(Q_n - E_v\right) \qquad (16.71)$$

式中

T_s——地表土的温度。

式（16.71）中 Q_n 和 E_v 的值可分别由式（16.70）和（16.69）算出。

根据微气候条件计算地表蒸发量的其他例题已超出本书范围。蒸发量的预测正在成为一个非常重要的问题。亟需对土体表面的蒸发模型进行更为深入的研究和验证。

附录 A　单位和符号

本书采用全世界统一的单位制——SI 国际单位制。在 1966 年美国材料及试验学会（ASTM）的米制实用手册及 ASTM 的米制应用标准中已说明了这种米制的单位表示方式。SI 制在罗马的重量与计量全体会议上（1960）得到正式公认，现已在许多国家（如英国、澳大利亚、新西兰、加拿大和许多欧洲国家）得到普遍的采用。

SI 制以七个基本单位为基础，这些单位涵盖了整个科学与工程领域，这些单位都是综合的和相互关连的。这七个基本单位是长度（米），质量（千克（公斤）），时间（秒），电流（安培），热力学温度（开尔文），发光强度（坎德拉）和物质的量（摩尔）。所有单位均与物理作用的性质无关。本书中采用的基本单位仅有长度、质量、时间和温度四个。

其他物理量可以从基本单位导出。例如力的单位是牛顿。力的单位是从牛顿第二定律 $F = Ma$ 导出的，其中质量 M 的单位是千克，加速度 a 的单位是 m / s^2。表达重量的正确单位是牛顿，且重量是重力加速度的函数。当条件允许时，在工程实践中建议尽量采用质量这一单位。

“重量”一词一般容易与物质的“质量”一词混淆。例如试验室中的天平是用来比较两个物质的质量，以求得某未知的“质量”，这一过程通常称之谓“称物体的重量”。

土的重度（即容重-译注）是另一个用于工程实践的导出单位。更可取的是用土的密度乘以重力加速度，重力加速度通常采用 $9.807\ m / s^2$。

表 A.1 包含了岩土工程的常用导出单位。压力或应力的导出单位是帕斯卡或牛顿每平方米。这个单位比较小，常和词头一起使用。表 A.2 中的词头可用于基本单位和导出单位的高倍数和低倍数，范围介于 10^{-9} 到 10^{9} 之间。

岩土工程常用的导出单位　　表 A.1

物理量/性质	单位	SI 符号
质量 Mass	千克	kg
长度 Length	米	m
时间 Time	秒	s
面积 Area	平方米	m^2
体积 Volume	立方米	m^3
速度 Velocity	米每秒	m / s
加速度 Acceleration	米每平方秒	m / s^2
流量 Discharge，Flux	立方米每秒	m^3 / s
重量，力 Weight，Force	牛顿	N
密度 Density	千克每立方米	kg / m^3
容重 Unit weight	牛顿每立方米	N / m^3
压力或应力 Pressure or Stress	牛顿每平方米（帕斯卡）	Pa
力矩或扭矩 Moment or Torque	牛顿米	Nm
渗透性 Permeability	米每秒	m / s
粘滞性（动力）Viscosity（dynamic）	牛顿秒每平方米	Ns / m^2
温度 Temperature	开尔文	K

基本单位和导出单位的词头 表 A.2

因数	词头	符号
10^9	giga	G
10^6	mega	M
10^3	kilo	k
10^2	hecto	h
10^1	deca	da
10^{-1}	deci	d
10^{-2}	centi	c
10^{-3}	milli	m
10^{-6}	micro	μ
10^{-9}	nano	n

在土壤学中，单位 pF 曾用来表示负孔隙水压力值（土壤学术语辞典，1975），单位 pF 是指用厘米水柱高来表示的负孔隙水压力的对数值。此单位现已废弃不用（Johnson，1981），故本书也不采用。现在，负孔隙水压力均已用标准 SI 单位表示（即 kPa）。

虽然本书采用 SI 制单位，但经常需要将变量换算成其他不同的单位制。表 A.3 列出几个换算系数用于 SI（米）制与英（工程）制单位的换算。

英（工程）制和 SI 制换算系数取 表 A.3

英制		SI 制
长度		
1 英寸 in		= 25.4 mm = 0.0254 m
1 英尺 ft		= 0.3048 m
1 码 yd		= 0.9144 m
质量		
1 磅（质量）	1 pound mass，	
1 磅（英国衡制）	1 lbm（avoirdupois）	= 0.4536 kg
1 磅力每英尺平方秒	1 slug（1 lb-force / ft/s^2）	= 14.59 kg
力		
1 磅力	1 lb-force	= 4.448 N
应力和压力		
1 磅力每平方英寸	1 psi（lb-force / $in.^2$）	= 6.895×10^3 Pa 或 6.895 kPa
1 大气压	1 atmosphere	= 1.013×10^5 Pa 或 101.3 kPa
1 巴	1 bar	1×10^5 Pa 或 100 kPa
密度		
1 磅（质量）每立方英尺	1 lb-mass / ft^3	= 16.018 kg / m^3

本书中采用的符号绝大部分和土力学与岩石力学的符号一致，并参考了国际土力学与基础工程学会（ISSMFE，1977）发表的符号汇编。然而，对于非饱和土土力学，必需扩充一些符号。例如，土有两个液相，因此必需多用一个下标以示区别（如 u_a 和 u_w）。

所有符号在本书中首次应用时均给出定义。有些定义从一章到另一章重复出现。书中常用的主要符号概括在表 A.4 中。

非饱和土的主要符号 表 A.4

土性		符号	单位	量纲
孔隙比	Void ratio	e	—	—
孔隙率	Porosity	n	%	—
饱和度	Degree of saturation	S	%	—
含水量（重力水）	Water content （gravimetric）	w	%	—
体积含水量	Volumetric water content	θ_w	decimal or %	—
固体的比重	Specific gravity of solids	G_s	—	—
总密度	Total density	ρ	kg / m^3	ML^{-3}
干密度	Dry density	ρ_d	kg / m^3	ML^{-3}
水的密度	Density of water	ρ_w	kg / m^3	ML^{-3}
空气的密度	Density of air	ρ_a	kg / m^3	ML^{-3}
通用含气量	Universal gas constant	R	J / mol K	—
相对湿度	Relative Humidity	RH	%	—
温度	Temperature	t°	°C ①	—
时间	Time	t	s，min.，hour，day	—
法向应力	Normal stress	σ	kPa	ML^{-1}T^{-2}
有效法向应力	Effective normal stress	σ'	kPa	ML^{-1}T^{-2}
孔隙气压力	Pore-air pressure	u_a	kPa	ML^{-1}T^{-2}
孔隙水压力	Pore-water pressure	u_w	kPa	ML^{-1}T^{-2}
净法向应力	Net normal stress	$(\sigma - u_a)$	kPa	ML^{-1}T^{-2}
基质吸力	Matric suction	$(u_a - u_w)$	kPa	ML^{-1}T^{-2}
饱和情况下渗透系数	Coefficient of permeability at saturation	k_s	m / s	LT^{-1}
（水相）渗透系数	Coefficient of permeability （water phase）	k_w	m / s	LT^{-1}
（气相）渗透系数	Coefficient of permeability （air phase）	k_a	m / s	LT^{-1}
水力总水头	Hydraulic or Total head	h_w	m	L
水力梯度	Hydraulic head gradient	i_w	—	—
总吸力	Total suction	Ψ	kPa	ML^{-1}T^{-2}
渗透吸力	Osmotic suction	π	kPa	ML^{-1}T^{-2}
表面张力	Surface tension	T_s	mN / m	ML^{-2}
总凝聚力	Total cohesion	c	kPa	ML^{-1}T^{-2}
有效粘聚力	Effective cohesion	c'	kPa	ML^{-1}T^{-2}
不排水抗剪强度	Undrained shear strength	c_u	kPa	ML^{-1}T^{-2}
内摩擦角	Angle of internal friction	ϕ	degree	—
有效内摩擦角	Effective angle of internal friction	ϕ'	degree	—
标示基质吸力的抗剪强度增长率的角	Angle indicating the rate of increase in shear strength related to matric suction	ϕ^b	degree	—
在采用（$\sigma - u_w$）和（$u_a - u_w$）应力状态变量组合时与基质吸力有关的内摩擦角	Friction angle associated with the matric suction when using the （$\sigma - u_w$） and （$u_a - u_w$） stress state variable combination	ϕ''	degree	—
剪应力	Shear stress	τ	kPa	ML^{-1}T^{-2}
大主应力	Major principal stress	σ_1	kPa	ML^{-1}T^{-2}
小主应力	Minor principal stress	σ_3	kPa	ML^{-1}T^{-2}
净大法向应力	Net major normal stress	$\sigma_1 - u_a$	kPa	ML^{-1}T^{-2}
净小法向应力	Net minor normal stress	$\sigma_3 - u_a$	kPa	ML^{-1}T^{-2}
偏应力	Deviator stress	$\sigma_1 - \sigma_3$	kPa	ML^{-1}T^{-2}
	$(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$	p	kPa	ML^{-1}T^{-2}
	$(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$	q	kPa	ML^{-1}T^{-2}
	$(u_a - u_w)$	r	kPa	ML^{-1}T^{-2}

续表 A.4

土性		符号	单位	量纲
与净法向应力变化有关的空气体积变化系数	Coeffcient of air volume change with respect to change in net normal stress	m_1^a	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与基质吸力变化有关的空气体积变化系数	Coeffcient of air volume change with respect to change in matric suction	m_2^a	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与净法向应力变化有关的土结构体积变化系数	Coefficient of soil structure volume change with respect to change in net normal stress	m_1^s	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与基质吸力变化有关的土结构体积变化系数	Coefficient of soil structure volume change with respect to change in matric suction	m_2^s	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与净法向应力变化有关的水体积变化系数	Coefficient of water volume change with respect to change in net normal stress	m_1^w	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与基质吸力变化有关的水体积变化系数	Coefficient of water volume change with respect to change in matric suction	m_2^w	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
体积变化系数	Coefficient of volume change	m_v	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
与水相有关的固结系数	Coefficient of consolidation with respect to the water phase	c_v^w	m^2 / s	L^2T^{-1}
与气相有关的固结系数	Coefficient of consolidation with respect to the air phase	c_v^a	m^2 / s	L^2T^{-1}
切线孔隙气压力系数（各向等压加荷）	Tangent pore-air pressure parameter （isotropic loading）	B_a	—	—
切线孔隙水压力系数（各向等压加荷）	Tangent pore-water pressure parameter （isotropic loading）	B_w	—	—
空气等温压缩性	Isothermal compressibility of air	C_a	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
水的压缩性	Compressibility of water	C_w	1 / kPa	$M^{-1}LT^2$
体积溶解度系数	Volumetric coefficient of solubility	h	—	—
静止侧向土压力系数	Coefficient of lateral earth pressure at rest	K_0	—	—

① °摄氏度，°Celsius = K − 273.15

附录 B　应力状态变量的理论证明

附录 B 的内容是对非饱和土单元进行详细的应力分析，以证明应力状态变量$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$在土的结构及收缩膜的平衡方程中是作为表面力出现的。介绍此应力分析是为了再次肯定独立的应力状态变量的重要核心作用。

B.1　非饱和土的平衡方程

可用一无限小的立方单元分析非饱和土中一点的应力状态。作用于土单元边界上的总法向应力和剪应力如图 B.1 所示。重力ρg（亦即土的密度ρ乘重力加速度 g）是体积力。重力的作用线通过单元的重心，但为简化起见，未在图中示出。

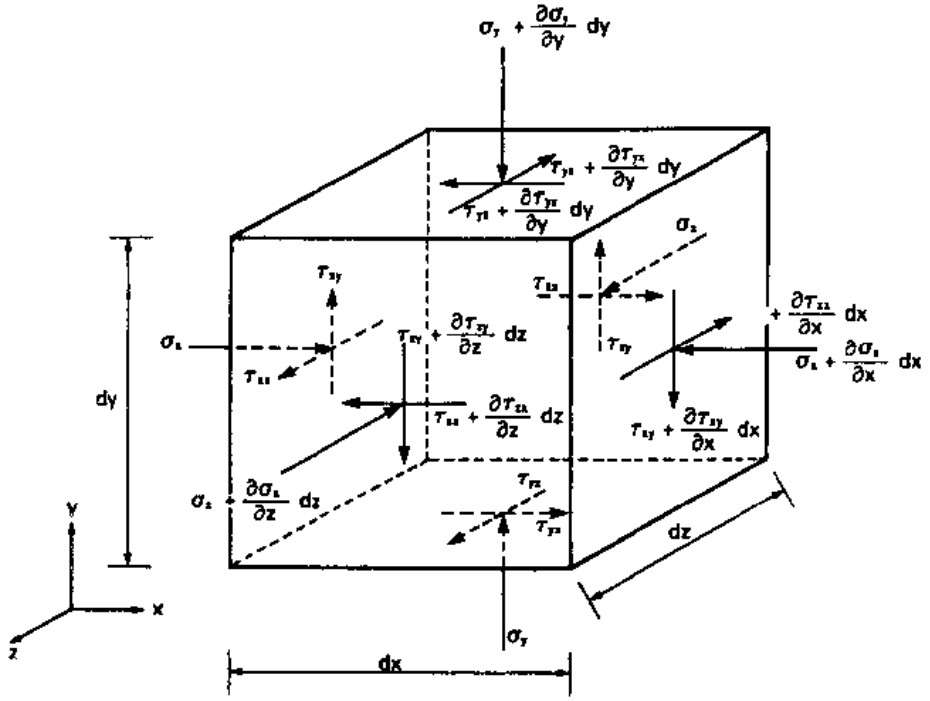


图 B.1　作用于无限小土单元上的法向应力和剪应力

土单元的平衡分析是以线性动量守恒原理为基础。应用线性动量守恒原理于图 B.1 所示土单元时，首先对作用于 y 方向的所有的力求和：

$$\left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + \rho g\right) dx\ dy\ dz = \left(\rho \frac{Dv_y}{Dt}\right) \qquad (B.1)$$

式中

τ_{xy}——在 x 平面上、作用于 y 方向的剪应力；

σ_y——作用于 y 平面的总法向应力；

τ_{zy}——在 z 平面上、作用于 y 方向的剪应力；

ρ——土的总密度；

g——重力加速度；

dx、dy、dz——在 x、y 和 z 方向上的单元尺寸；

$\dfrac{Dv_y}{Dt}=\dfrac{\partial v_y}{\partial t}+\dfrac{\partial v_y}{\partial y}\dfrac{\partial y}{\partial t}$——在 y 方向上的加速度；

v_y——在 y 方向上的速度。

由于土单元上没有加速度作用，式 B.1 的右侧变成零：

$$\left(\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}+\rho g\right)dxdydz=0 \tag{B.2}$$

式 B.2 通常称为 y 方向的平衡方程。同样地，可推导得出 x 方向的平衡方程：

$$\left(\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}\right)dxdydz=0 \tag{B.3}$$

和 z 方向的平衡方程：

$$\left(\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial \sigma_z}{\partial z}\right)dxdydz=0 \tag{B.4}$$

B.2 总体平衡

总体平衡是指包括四相（亦即空气、水、收缩膜和土粒）在内的整个土单元的力平衡。非饱和土单元在 x、y 和 z 方向的总应力场如图 B.1 所示，但体积力（亦即重力 ρg）未包括在内。下面仅分析 y 方向的平衡。同样原理适用于 x 和 z 方向的平衡。图 B.2 表示 y 方向的总应力场，相应的力平衡方程如式 B.2 所示。

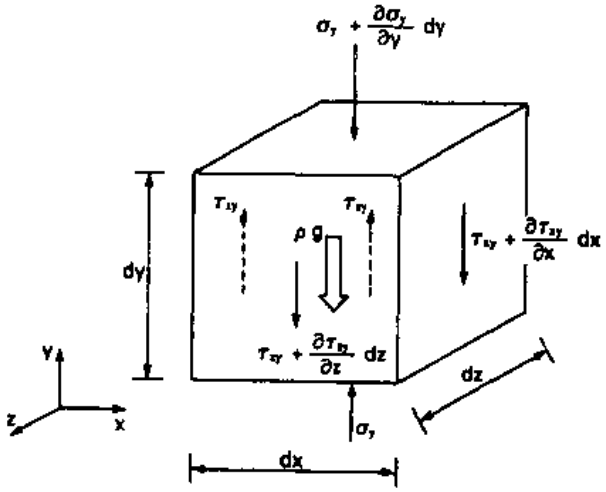


图 B.2 非饱和土单元在 y 方向上诸力的总平衡

B.3 独立相的平衡

假设土粒和收缩膜在非饱和土中具有固体的性状。换言之，假设这两相在外加应力梯度作用下处于平衡状态。土粒的排列称为土的结构。水相和气相是流体，它们在外加应力梯度作用下流动。进行平衡分析时，假设各相在各个方向具有自己独立的、线性的、连续的和同时发生的应力场。因此，可以为每个相写出独立的平衡方程。由于应力场是线性的，对每个相的平衡方程可以应用叠加原理。各相平衡方程的和也就等于土单元的总体平衡（Westergaard，1952；Green 和 Naghdi，1965；Truesdell，1966；Faizullaev，1969）。

水相、气相和收缩膜的平衡方程可独立写出。有了这三个相分别的平衡方程，再加上总体平衡方程，也就可以写出土结构的平衡方程。

各个相的面积或体积，可用土单元尺寸（亦即 dx、dy 和 dz）的相对值，亦即孔隙率指标表示。在第 2 章中，相的孔隙率 n 定义为该相的体积与土的总体积的比值。对均质土来说，孔隙率 n 同时也是该相的截面积与土的总截面积的比值。这一概念称为“均匀多孔介质中体积孔隙率和面积孔隙率的相等定理”（Faizullaev，1969）。因此，对体积力和表面力可以应用同一孔隙率。各相孔隙率的和等于 1：

$$n_a + n_w + n_c + n_s = 1 \tag{B.5}$$

式中

n_a——气相的孔隙率；

n_w——水相的孔隙率；

n_c——收缩膜的孔隙率；

n_s——土粒的孔隙率。

同样地，土的总密度ρ可写成各相的密度的和：

$$\rho = \frac{M_a + M_w + M_c + M_s}{V} \tag{B.6}$$

式中

M_a——气相的质量；

M_w——水相的质量；

M_c——收缩膜的质量；

M_s——土粒的质量；

V——土的总体积。

式（B.6）可写成：

$$\rho = \frac{V_a\rho_a}{V} + \frac{V_w\rho_w}{V} + \frac{V_c\rho_c}{V} + \frac{V_s\rho_s}{V} \tag{B.7}$$

或

$$\rho = n_a\rho_a + n_w\rho_w + n_c\rho_c + n_s\rho_s \tag{B.8}$$

式中

V_a——气相的体积；

V_w——水相的体积；

V_c——收缩膜的体积；

V_s——土粒的体积；

ρ_a——气相的密度；

ρ_w——水相的密度；

ρ_c——收缩膜的密度；

ρ_s——土粒的密度。

B.3.1 水相的平衡

水相在 y 方向的平衡如图 B.3 所示。对作用于 y 方向的力求和，便得水相的平衡方程：

$$\left(n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} + n_w \rho_w g + F_{sy}^w + F_{cy}^w\right) dxdydz = 0 \qquad (B.9)$$

式中

u_w——孔隙水压力；

F_{sy}^w——在 y 方向上，水相与土粒之间的相互作用力（体积力）；

F_{cy}^w——在 y 方向上，水相与收缩膜之间的相互作用力（体积力）。

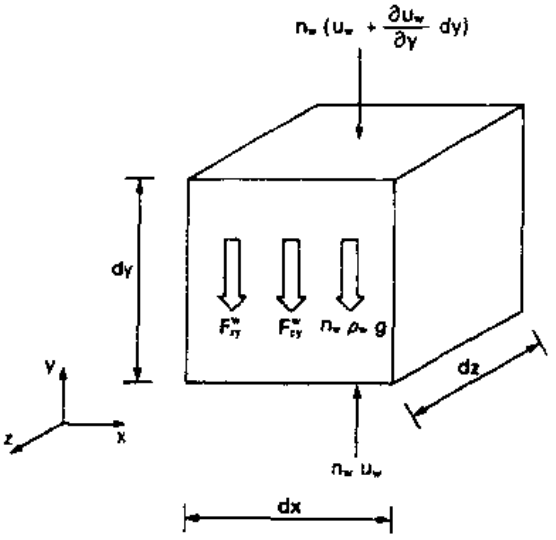


图 B.3 水相在 y 方向上的力的平衡

B.3.2 气相的平衡

气相在 y 方向的平衡如图 B.4 所示。对作用于 y 方向的力求和，便得气相的平衡方程：

$$\left(n_a \frac{\partial u_a}{\partial y} + n_a \rho_a g + F_{sy}^a + F_{cy}^a\right) dxdydz = 0 \qquad (B.10)$$

式中

u_a——孔隙气压力；

F_{sy}^a——在 y 方向上，气相与土粒之间的相互作用力（体积力）；

F_{cy}^a——在 y 方向上，气相与收缩膜之间的相互作用力（体积力）。

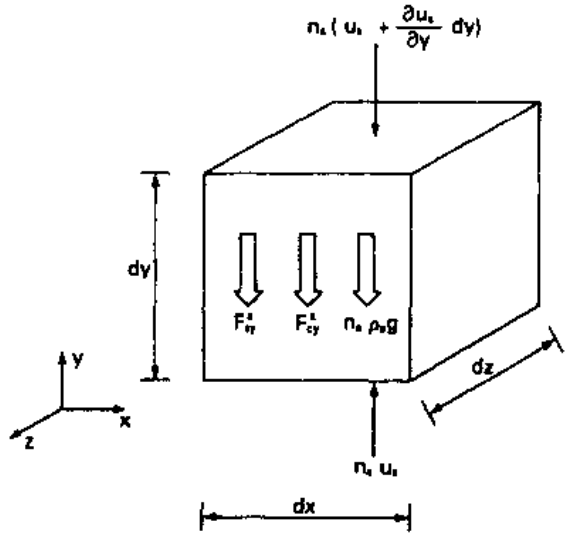


图 B.4 气相在 y 方向上的力的平衡

B.3.3 收缩膜的平衡

收缩膜只有若干分子层厚度，但它的存在影响非饱和土中的平衡状态，因为它能施加表面张力 T_s。

在一定温度下，单位表面张力的大小是恒定的（见第 2 章）。然而，表面张力的作用方向主要取决于两个因素：一是基质吸力的大小，二是土粒的排列情况。另一方面，土粒的平衡（亦即土的结构）又受表面张力的影响。这种相互依赖性使收缩膜的平衡变成比较复杂。

下面说明基质吸力、土结构的平衡和表面张力的大小与方向这三者之间的关系。考虑土粒之间有一弯曲的收缩膜。收缩膜同水和空气的压力处于平衡状态，如图 B.5 所示。收缩膜的水平表面积为 A，周长为 L。收缩膜竖截面的曲率半径为 R_s，厚度为 t，如图 B.5a 所示。在初始基质吸力 $(u_a - u_w)$ 作用下，表面张力 T_s 的作用方向与水平面成 α 角。表面张力定义为收缩膜每单位长度上的拉力，它可分解成为法向（即竖向）分力 T_v 和平行于水平面的分力 T_h。一般情况下，水平分力 T_h 并不一定相互抵消，但为说明问题，假设水平分力彼此抵消。这是普遍情况的理想化表示方法。沿收缩膜周长作用的所有法向分力 T_v 的合力称为 X_v：

$$X_v = (u_a - u_w)A \tag{B.11}$$

X_v 作用在为水平面所切割的收缩膜横截面积 Lt 上（L 为周长，t 为厚度）。因此，作用于收缩膜横截面积上的法向应力 σ_v^c 可以写成：

$$\sigma_v^c = \frac{A}{Lt}(u_a - u_w) \tag{B.12}$$

或

$$\sigma_v^c = f(u_a - u_w) \tag{B.13}$$

式中

$f = A/(Lt)$。

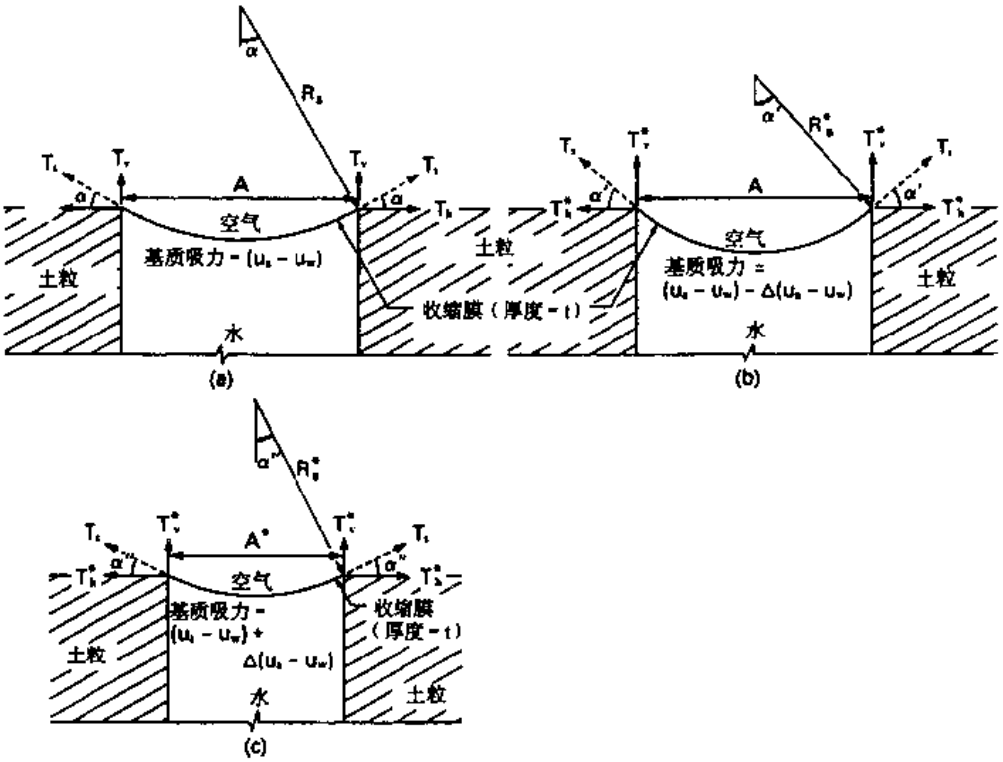


图 B.5　基质吸力变化和土结构平衡对与收缩膜有关的法向应力及剪应力的影响　（a）初始基质吸力状态 $(u_a - u_w)$；（b）土结构为不可压缩（亦即 A 为常数）情况下基质吸力变化的影响；（c）土结构为可压缩（亦即 A 变为 A^*）情况下基质吸力变化的影响

当基质吸力变为 $\{(u_a - u_w) + \Delta(u_a - u_w)\}$ 时，收缩膜的曲率半径变成 R_s^*（图 B.5b）。然而，表面张力 T_s 的大小保持不变。表面张力的作用方向则变成与水平面成 α' 角。这意味着，

表面张力的法向分力和剪切分力的大小随基质吸力的改变而变化。从而，土结构的平衡也跟着发生变化，因为表面张力的法向分力和剪切分力是传递到土粒上去的。

如果土的结构是不可压缩的，应力变化不会引起土的变形。在这种情况下，基质吸力发生变化之后，收缩膜的水平面积仍然保持为 A 不变（图 B.5b ）。周长 L 亦不变，收缩膜厚度 t 亦不变。考虑图 B.5b 所示收缩膜的竖向平衡，可以计算得出法向表面张力的合力 X_v^*：

$$X_v^* = \left\{\left(u_a - u_w\right) + \Delta\left(u_a - u_w\right)\right\} A \qquad (B.14)$$

作用于收缩膜横截面积上的法向应力 σ_v^{c*} 可以写成：

$$\sigma_v^{c*} = \frac{A}{Lt}\left(u_a - u_w\right) + \frac{A}{Lt}\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.15)$$

或

$$\sigma_v^{c*} = f\left(u_a - u_w\right) + f\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.16)$$

将式（ B.13 ）代入式（ B.16 ），得：

$$\sigma_v^{c*} = \sigma_v^c + f\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.17)$$

对式（ B.17 ）和（ B.13 ）进行比较可以看出，作用于收缩膜上的法向应力的变化是基质吸力变化 $\Delta\left(u_a - u_w\right)$ 的函数。此函数可用 f 表示，对于土结构为不可压缩的情况，f 是常数（亦即 A / Lt ）。

对于土结构为可压缩的情况，应力平衡的任何变化均将产生变形。图 B.5c 表示由于基质吸力变化而引起的土结构的变形。作用于土的总法向应力或总剪应力的变化也会改变土结构的平衡。

对于图 B.5c 所示情况，设收缩膜的水平面积由 A 变成 A^*。同样地，周长由 L 变为 L^*。其结果，表面张力的方向也就不同于土结构为不可压缩的情况。现在，表面张力 T_s 的作用方向与水平面成 α 角，虽然收缩膜的曲率半径并未改变，仍如图 B.5b 所示（亦即 R_s^*）。

考虑收缩膜的竖直力平衡（图 B.5c ），可以求得法向表面张力的合力 X_v^*：

$$X_v^* = \left\{\left(u_a - u_w\right) + \Delta\left(u_a - u_w\right)\right\} A^* \qquad (B.18)$$

作用于收缩膜横截面积上的法向应力 σ_v^{c*} 可以写成：

$$\sigma_v^{c*} = \frac{A^*}{L^* t}\left(u_a - u_w\right) + \frac{A^*}{L^* t}\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.19)$$

式（ B.19 ）可改写成：

$$\sigma_v^{c*} = \frac{A}{Lt}\left(u_a - u_w\right) + \left\{\frac{A^*}{L^* t} - \frac{A}{Lt}\right\}\left(u_a - u_w\right) + \frac{A^*}{L^* t}\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.20)$$

$\left(A^* / L^* t\right)$ 项为土结构平衡和收缩膜平衡之间的相互作用函数 f^*。

$$\sigma_v^{c*} = f\left(u_a - u_w\right) + \left(f^* - f\right)\left(u_a - u_w\right) + f^*\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.21)$$

将初始法向应力（亦即：式 B.13 ）代入式（ B.21 ），得：

$$\sigma_v^{c*} = \sigma_v^c + \Delta f^*\left(u_a - u_w\right) + f^*\Delta\left(u_a - u_w\right) \qquad (B.22)$$

式中

σ_v^{c*}——收缩膜中的最终法向应力；

σ_v^c——收缩膜中的初始法向应力；

$(u_a - u_w)$——初始基质吸力；

$\Delta(u_a - u_w)$——基质吸力变化；

f^*——收缩膜平衡与土结构平衡之间的最终相互作用函数；

Δf^*——相互作用函数的变化。

式（B.22）描述土结构为可压缩情况下，收缩膜中的法向应力变化。在此情况，函数 f^* 不再是常数。相互作用函数 f^* 及其变化 Δf^* 取决于应力状态和土结构的压缩性。因此，在压缩性土中，控制土结构平衡的应力状态变量亦影响收缩膜的平衡。如果土结构是不可压缩的，则式（B.22）恢复为（B.17），相互作用函数 f^* 变成常数 f。

无论土是可压缩或不可压缩，基质吸力变化均影响收缩膜的平衡，如式（B.22）和式（B.17）所示。然而，土的总应力变化仅影响压缩性土中的收缩膜平衡。这种影响是通过相互作用函数 Δf^* 的变化产生的。如果压缩性土只经历总应力变化，式（B.22）中的 $[\, f^*\Delta(u_a - u_w)\,]$ 项可以略去。在此情况，总应力变化对收缩膜的作用仅由 $[\, \Delta f^*(u_a - u_w)\,]$ 项考虑。另一方面，如果土仅经历基质吸力变化，则式（B.22）中的两项（亦即 $f^*\Delta(u_a - u_w)$ 和 $\Delta f^*(u_a - u_w)$）都要保留。这就可以解释在改变土的饱和度或含水量方面，为什么基质吸力变化比总应力变化更为有效。

可以认为，所有的土均具有一定程度的可压缩性。因此，在建立非饱和土单元的收缩膜平衡方程时采用式（B.22）。相互作用函数 f^* 无法从数学上推导，因为土结构的平衡尚不知道。然而，更为重要的事实是，决定土结构平衡的应力状态变量也是决定收缩膜平衡的应力状态变量。

根据式（B.22），收缩膜在 y 方向上保持平衡的诸分力如图 B.6 所示。收缩膜在 y 方向上的法向应力变化用微分形式表示，其中 σ_y^c 代表收缩膜在 y 平面上的法向应力。收缩膜的平衡方程可表达为：

$$\left\{-n_c\frac{\partial f^*}{\partial y}(u_a - u_w) - n_c f^*\frac{\partial(u_a - u_w)}{\partial y} + n_c\rho_c g - F_{cy}^w - F_{cy}^a\right\}dxdydz = 0 \qquad (B.23)$$

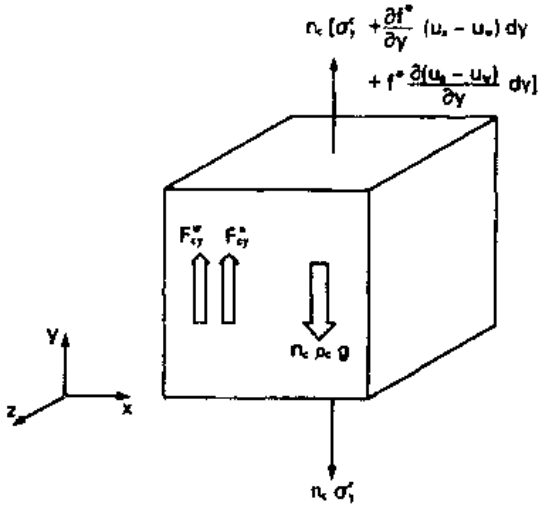


图 B.6　收缩膜在 y 方向上的力的平衡

B.4 土结构（亦即土粒排列）的平衡

非饱和土单元的总体平衡方程(亦即式（B.2）)等于各个相的平衡方程(亦即式（B.9）、（B.10）、（B.23）和土结构平衡方程）的总和。因此，在 y 方向上的土结构平衡方程可以写成总体平衡方程同水相、气相、收缩膜平衡方程之和的差：

$$\left\{\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}-n_a\frac{\partial u_a}{\partial y}-n_w\frac{\partial u_w}{\partial y}+n_c f^*\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}+\rho g\right.$$
$$\left.-n_a\rho_a g-n_w\rho_w g-n_c\rho_c g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}\right\}dxdydz=0 \tag{B.24}$$

将式（B.8）代入式（B.24），得：

$$\left\{\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}-n_a\frac{\partial u_a}{\partial y}-n_w\frac{\partial u_w}{\partial y}+n_c f^*\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}\right.$$
$$\left.+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}\right\}=0 \tag{B.25}$$

最后一项$\left[n_c\left(u_a-u_w\right)\partial f^*/\partial y\right]$是土结构与收缩膜之间的相互作用力。利用式（B.5），可将式（B.25）中的$\left(n_a\partial u_a/\partial y\right)$项写成：

$$n_a\frac{\partial u_a}{\partial y}=\left(1-n_w-n_c-n_s\right)\frac{\partial u_a}{\partial y} \tag{B.26}$$

将式（B.26）代入式（B.25），求得土结构在 y 方向上的平衡方程的另一种形式：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\left(\sigma_y-u_a\right)}{\partial y}+\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial u_a}{\partial y}$$
$$+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}=0 \tag{B.27}$$

同样地，可写出 x 方向的平衡方程：

$$\frac{\partial\left(\sigma_x-u_a\right)}{\partial x}+\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z}$$
$$+\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial u_a}{\partial x}-F_{sx}^w-F_{sx}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial x}=0 \tag{B.28}$$

和 z 方向的平衡方程：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y}+\frac{\partial\left(\sigma_z-u_a\right)}{\partial z}+\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial z}$$
$$+\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial u_a}{\partial z}-F_{sz}^w-F_{sz}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial z}=0 \tag{B.29}$$

控制土结构平衡的应力变量也就是控制土的力学性状的应力状态变量。可从土结构平衡方程（亦即式（B.27），（B.28），（B.29））中取出三组独立的法向应力（亦即表面力）以构成应力状态变量。这三个应力变量是$(\sigma - u_a)$、$(u_a - u_w)$和u_a。如果土粒假设为不可压缩，则应力变量u_a可以消去。因此，$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$也就是非饱和土中土结构和收缩膜的应力状态变量。非饱和土中一点的完整应力状态可以用两个独立的应力张量表示（见图 B.7），并写成：

$$\begin{bmatrix} (\sigma_x - u_a) & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & (\sigma_y - u_a) & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & (\sigma_z - u_a) \end{bmatrix} \tag{B.30}$$

和

$$\begin{bmatrix} (u_a - u_w) & 0 & 0 \\ 0 & (u_a - u_w) & 0 \\ 0 & 0 & (u_a - u_w) \end{bmatrix} \tag{B.31}$$

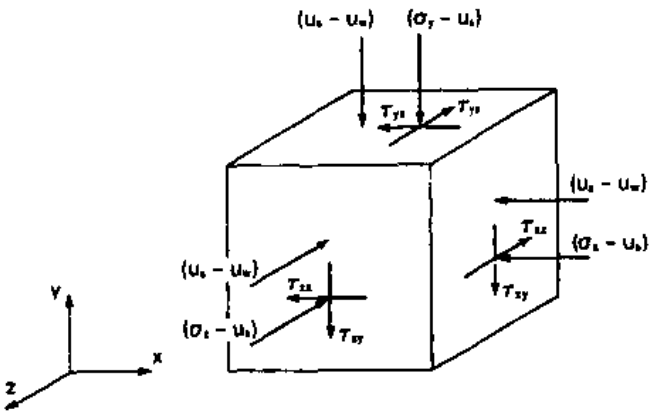


图 B.7　非饱和土的应力状态变量，采用$(\sigma - u_a)$和$(u_a - u_w)$组合

B.5　应力状态变量的其他组合

土结构的平衡方程（亦即式（B.25））可以改写成以孔隙水压力u_w或总法向应力σ_y作为基本参数。如果采用孔隙水压力u_w作为基本参数，式（B.25）中的（$n_w \partial u_w / \partial y$）项可改写成：

$$n_w \frac{\partial u_w}{\partial y} = (1 - n_a - n_c - n_s) \frac{\partial u_w}{\partial y} \tag{B.32}$$

将式（B.32）代入式（B.25），得：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial\left(\sigma_y-u_w\right)}{\partial y}-\left(n_a-n_c f^*\right)\frac{\partial\left(u_a-u_w\right)}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}+\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial u_w}{\partial y}$$
$$+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}=0 \tag{B.33}$$

可从式（B.33）取出的应力状态变量组合为$\left(\sigma_y-u_w\right)$、$\left(u_a-u_w\right)$和（$u_w$）。应力变量$u_w$只有当土粒为可压缩时才有需要。采用$\left(\sigma-u_w\right)$和$\left(u_a-u_w\right)$组合时，非饱和土中一点的两个独立应力张量如图 B.8 所示。

式（B.25）可以改写为下列方程，采用总法向应力σ_y作为基本参数：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}-\left(n_a-n_c f^*\right)\frac{\partial u_a}{\partial y}-\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial u_w}{\partial y}+\frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z}$$
$$+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}=0 \tag{B.34}$$

式（B.34）可进一步改写成：

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x}+\left(n_a-n_c f^*\right)\frac{\partial\left(\sigma_y-u_a\right)}{\partial y}+\left(n_w+n_c f^*\right)\frac{\partial\left(\sigma_y-u_w\right)}{\partial y}$$
$$+\left(n_c+n_s\right)\frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+n_s\rho_s g-F_{sy}^w-F_{sy}^a+n_c\left(u_a-u_w\right)\frac{\partial f^*}{\partial y}=0 \tag{B.35}$$

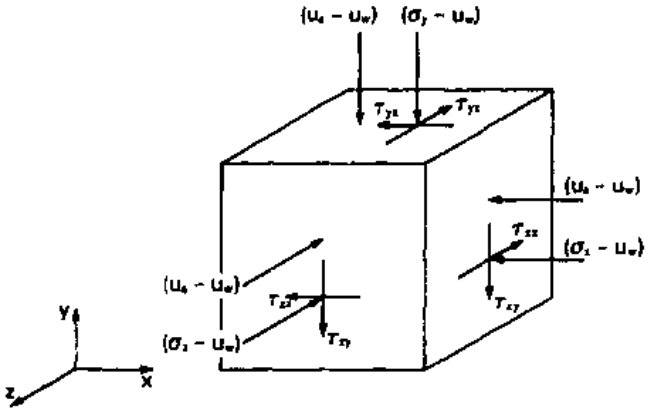


图 B.8 非饱和土的应力状态变量，采用$\left(\sigma-u_w\right)$和$\left(u_a-u_w\right)$组合

可以从式（B.35）取出三个独立的应力状态变量$\left(\sigma_y-u_a\right)$、$\left(\sigma_y-u_w\right)$和（$\sigma_y$）。同样，如果土粒为不可压缩，应力变量$\sigma_y$可以略去。

式（B.25）、（B.27）、（B.33）和（B.35）均可作为土结构在y方向的平衡方程。这些土结构平衡方程可以有三种不同形式，取决于采用哪一个应力作为基本参数。每种形式均包含一组应力状态变量。换言之，三个应力变量（亦即$\left(\sigma-u_a\right)$、$\left(\sigma-u_w\right)$和$\left(u_a-u_w\right)$）中的任何两个均可用于描述非饱和土的土结构和收缩膜的应力状态。

索　引

A pore pressure parameter, *see* Pore pressure parameter
A_a parameter, *see* Pore pressure parameter
A_w parameter, *see* Pore pressure parameter
Active depth of swelling, 412,415,416
Active earth pressure, *see also* Coefficient of active earth pressure; Earth pressure
coefficient of, *see* Earth pressure
distribution of, 304,306
effect of matric suction, 304,305,306,310 311,312
effect of surcharge, 306
effect of tension cracks, 305,311
effect of wall friction, 309-310
orientation of failure plane, 304
Rankine, 304,309
strain required. 308-309
with tension cracks, 306
Active zone （for expansive soils）, 8
Activity, typical values, 300
Actual evaporation rate, *see* Evaporation
Air coefficient of permeability, 139,140,141 143,175,251, *see also* Coefficient of transmission; Permeability
direct methods of measurement, 138
effect of （relationship with） degree of saturation, 120
effect of （relationship with） matric suction, 120-121
function, 120
indirect methods of measurement, 120
measurement, 138-143,175-176,275

孔隙压力系数 *A*，见孔隙压力系数
系数 A_a
系数 A_w
膨胀有效深度 485,488,489,490
主动土压力，亦见主动土压力系数；土压力
主动土压力系数，见土压力
主动土压力分布 357,358,359,360
基质吸力影响 357,358,359,362,363
超荷影响 360
张裂缝影响 360,366
墙背摩擦力影响 364,365
破坏面的定向 355
Rankine（朗肯）主动土压力 355
产生主动土压力所需的应变 363
有张裂缝的主动土压力 360
（膨胀土）活动层 9
活动性，典型数值 353
实际蒸发率，见蒸发
空气渗透系数（透气系数），亦见传导系数，渗透性，透气性 163,164,165,166,204,205
直接测定方法 163,164
饱和度效应（与饱和度关系） 142
基质吸力效应（与基质吸力关系） 142
透气性函数 142
间接测定方法 143
透气性测定 163-168,205,206,324

注：英文词条后的数字表示原书页码，中文词条后的数字为本书页码—编者。

Air compressibility, *see* Compressibility, of air
Air entry value, *see also* High air entry disks
 determination, 112
Air phase, 21, 34, 43
 continuous, 20, 31, 108, 117, 420, 456, 472
 occluded, 31, 108, 117, 120, 251, 261, 419, 426, 456
Air pressure:
 absolute, 22, 23, 37, 44
 gauge, 22, 44, 52, 221, 256
Air volume change, 350, 351, 353
 coefficient of, 421, 426, 441, 473
 measurement, 275, 281
Air volumetric modulus, 472
Air-water interphase, 1, 14, 15, 17, 20, 24, 39, 63, 263, 275. *See also* Contractile skin
Allowable bearing pressure, *see* Bearing capacity
Angle of internal friction, typical values, 238. *See also* Shear strength
Anisotropic consolidation, *see* Shear strength tests; Triaxial test
Anisotropy, 130, 151, 190, 441, 442
At-rest condition, *see* K_0
Atmospheric boundary condition, 475
Atterberg limits:
 liquid limit, 300
 plastic limit, 300
 plasticity index, 300, 398, 399
 shrinkage limit, 398
Axis-translation:
 apparatus, 82
 concept, 47, 379
 technique, 47, 48, 54, 91-93, 94, 221, 223, 224, 238, 239, 241, 247, 248, 253, 256, 260, 261, 262, 277, 290, 291, 379, 429
B pore pressure parameters, *see* Pore pressure parameter
B_a parameter, *see* Pore pressure parameter
B_w parameter, *see* Pore pressure parameter

气体压缩性，见空气压缩性
进气值，也见高进气值陶瓷板
 测定 132
气相 22,40,52
 连续气相 22,36,126,139,494,553,556
 封闭气相 36,126,137,142,295,307,493,502,553
 大气压力 25
 绝对大气压力 24,25,45,54
 压力计大气压力 25,54,63,260,302
空气体积变化 410,411,412
 空气体积变化系数 495,502,520,558
 空气体积变化测量 323,324,331
空气体积模量 555
气-水界面，亦见结合膜（收缩膜） 2,16,18,22,27,77,310,324
容许承载力，见承载力
内摩擦角典型值，也见抗剪强度 281
各向不等压固结，见抗剪强度试验，三轴试验
各向异性 154,178,223,520,521
静止状态，见 K_0
大气的边界条件 560,561
Atterberg 界限
 液限 353
 塑限 353
 塑性指数 353,469,471
 缩限 469
轴平移
 仪器 98
 概念 57,447
 技术 57,58,68,108-110,111,113,260,263,280,282,284,290,292,301,306,307,308,309, 326, 341,346,447,506
孔隙压力系数 B，见孔隙压力系数
 系数 B_a，见孔隙压力系数
 系数 B_w，见孔隙压力系数

Backpressure （backpressuring）, 273, 277, 278, 279, 281
Basic volume-mass relationship, *see* Volume-mass relations
Bearing capacity, 7, 217, 247, 297, 315, 318
 allowable, 317
 effect of embedment, 315
 effect of footing size, 316-317
 effect of matric suction, 317-318
 effect of shape, 316-317
 equation, 315-316, 318
 factors, 315, 316, 317
 layered systems, 319-320
 relation to cohesion, 315
 relation to friction angle, 316
 stress state variable approach, 317
 total stress approach, 317, 318
 ultimate, 315, 316, 317, 318, 319
Boyle's law, 22, 27, 35, 179, 180, 183, 184, 192, 193, 277, 279
Bubble collapse theory, 183-184
Bubble pump, 146-147, 221
Bubbling pressure, 112
Bulk modulus, 354
Capillarimeter, 16
Capillarity （also Capillary）, 16, 65, 67-70,
 height （of rise）, 67-68, 69-70
 model, 69-70
 pressure, 68-69
 radius, 69-70, *see also* Radius of curvature
 rise, 17, 18, 69-70
 tube, 16, 65, 66, 69
 zone, 17
Cavitation, of water, 44, 47, 54, 67, 83, 86, 90, 92, 219, 221, 238, 260, 261, 429
CD tests （*see* Triaxial test）
Cell pressure, *see* Confining pressure
Chemical diffusion, *see* Diffusion
Clays, swelling, 11
Climate, 1-3, 398

反压力（反压）322,326,327,328,329

基本体积-质量关系，见体积-质量关系

承载力 8,256,290,349,370,374
 容许承载力 372
 埋置影响 370
 基础尺寸影响 372
 基质吸力影响 373,374
 形状影响 372
 承载力方程 370,371,372,374
 承载力因数 370,371,37
 层状体系的承载力 376
 承载力与粘聚力关系 370,371
 承载力与内摩擦角关系 372
 应力状态变量方法 373
 总应力法 374,375
 极限承载力 370,371,372,373,374,375
Boyle（玻义耳）定律 25,32,42,209,210,211,215,226,227,327,328
气泡崩溃理论 215,216
气泡泵 172,173,174,261
气泡压力 132
体积模量 418
毛细管仪 18
毛细管 18,80,82
 毛细管（上升）高度 82,84
 毛细模型 81,85
 毛细压力 83
 毛细半径，也见曲率半径 84
 毛细上升 18,19,20,82,84,85
 毛细管 18,79,80,82,83,84
 毛细带 18
水的气化（气蚀）54,57,66,82,102,107,109,258,260,280,306,506
CD 试验（见三轴试验）
（三轴试验的）室压，见周围压力
化学扩散，见扩散
粘土，膨胀 12
气候 2,469

Coefficient of active earth pressure, definition, 304
Coefficient of air volume change, *see* Air volume change
Coefficient of compressibility, *see* Compressibility
Coefficient of consolidation, *see* Consolidation
measurement of, *see* Oedometer test
Coefficient of diffusion （diffusivity）, 28, 29, 30,122, 146, 269, 279, 474
measurement of, 144-146, 177
Coefficient of earth pressure at-rest, K_0, 298, 299, 300, 302, 312, 407
typical values, 299, 300
Coefficient of lateral earth pressure, 52
Coefficient of passive earth pressure, 299, 307, 407
Coefficient of permeability, 110, 151, 163, 247, 251, 252, 253, 261, 266, 341, 437, 440, 441, 442, 446, 447, 449, 456, 474, *See also* Permeability
air phase, 119-121, 175, 251, 420, 433, 472.
determination of, *see* Permeability, measurement
effect of degree of saturation, *see* Degree of saturation
effect of wat er content, 111
effect of void ratio, 111
function, 111, 113, 341, 424, *see* also Permeability function
（equivalent） layered systems, 145-146
saturated, 111, 138, 153, 164, 340, 341, 419
unsaturated, 110, 114, 116, 127, 133, 151, 251, 341
water phase, *see* Water coefficient of permeability
Coefficient of transmission, for air flow, 118, 119, 121, 175, 176, 177, 425, 426, 427, 441, 473

主动土压力系数，定义 357

空气体积变化系数，见空气体积变化

压缩系数，见压缩性

固结系数，见固结
固结系数的量测，见固结试验
扩散系数（扩散性） 33,34,143,171,295,316,330, 558
扩散系数的量测 170,171,172,207
静止土压力系数 K_0 350,351,353,367,479

典型数值 351,352,353
侧向土压力系数 63
被动土压力系数 351,362,479

渗透系数，也见渗透性 130,177,178,191, 291,295,296,297,308,313,402,510,511,512 513,519,520,521,522,527,528,530,542,553,559
气相渗透系数（透气系数） 141-143,204,205, 295,494,511,556
渗透系数的测定，见渗透性 量测
饱和度影响，见饱和度 131

含水量影响 131
孔隙比影响 131
渗透系数函数，也见渗透性函数 131,132,402, 499
（等效）层状体系 171,172
饱和渗透系数 131,136,180,181,184,401,402,493
非饱和渗透系数 131,136,150,156,179,295,402

液相渗透系数（透水系数），见透水系数

空气传导系数 140,141,143,204,205,206,500,503, 520,521,557

Coefficient of volume change, 187, 188, 194, 213, 357, 358, 359, 361, 362, 364, 365, 367, 376, 377, 396, 406, 419, 421, 424, 426, 430, 432, 436, 437, 447, 449
Coefficient of swelling, 375, 376
Coefficient of water content, *see* Water content
Coefficient of water content change, 358, 360, 375, 376
Coefficient of water volume change, 341, 424, 441, 444
Cohesion:
 apparent, 230
 use in bearing capacity analysis, 315, 318
 effective, *see* Shear strength
 in terms of total stress, 230
 intercept, 220, 228, 229, 230, 233, 235, 236, 238, 240, 242, 334
 measurement, *see* Direct shear test; Triaxial test
 use in retaining wall analysis, 302-303, 307
 use in slope stability analysis, 323, 333-345
 total, *see* Shear strength
 typical values, 229
Collapsible soils, 417-418
Collapsing soils, 9, 13, 361
 laboratory test for, 417-418
Compacted soils, 13, 217, 219, 238, 295, 368, 371
 use in earth dams, 219
 use in pavement design, 319-320
 strength, 219
Compaction:
 definition, 33
 line of optimums, 34
Compaction tests, typical curves, 34
Compactive effort, 225, 238, 239
Compartment:
 below high air entry disk, 144, 261, 264, 265, 266, 268, 272, 274, 276, 379, 393
 water, 81, 261, 264, 265, 266 273, 274, 380
Compliance factor, 270, 271

体积变化系数 220,221,228,252,421,422,425, 428,429,430,432,445,465,478,493,495,502, 508,509,514,528,530,542

膨胀系数 441,443
含水量系数，见含水量
含水量变化系数 423,443

水的体积变化系数 402,499,520,524

粘聚力
 视粘聚力 270
 粘聚力在承载力分析中的应用 372,374
 有效粘聚力，见抗剪强度
 以总应力表示的粘聚力 270
 粘聚力截距 259,268,269,270,271,276,277, 278,282,283,392
 粘聚力量测，见直剪试验；三轴试验
 粘聚力在挡土墙分析中的应用 355,356,361
 粘聚力在边坡稳定分析中的应用 371,392-405
 总粘聚力，见抗剪强度
 粘聚力典型值 269,270
湿陷性土 491,492
湿陷性土 10,14
 实验室试验 491,492
压实土 14,256,260,265,281,346,348,433,437, 438
 在土坝中的应用 259
 在路面设计中的应用 376
 强度 259
压实 38
 定义 38
 最优压实曲线 39
压实试验，典型曲线 38,39
压实作用力 265,280,281
分隔室
 高进气值陶瓷板下面的分隔室 170,307,310, 311,312,313,316,322,323,325,447
 充水分隔室 97,307,310,312,313,322,323,447
柔量因数 318,319

Composite slip surface, *see* Slip surface
Compressibility, *see also* Isothermal compressibility
 of air, 179, 183, 330
 of air-water mixture, 179-184, 266, 268, 269, 271, 272, 347, 422
 coefficient of, 358, 366, 369, 375
 form, 357, 358, 361, 365, 367
 measurement, *see* Oedometer test; Triaxial test
 soil (structure), 191, 194, 206, 266, 330, 363
 of water, 179, 206, 269, 272
Compressibility equations:
 air-water mixture, 180-181, 183, 191, 195, 196, 269
 soil structure, 191
Compressibility of pore fluid, 178-184
 air compressibility, *see* Compressibility of air
 air-water mixtures, *see* Compressibility of air-water mixtures
 effect of dissolved air, 179, 182
 effect of free air, 182
 water compressibility, *see* Compressibility of water

Compression index, 369, 370, 371, 375, 378, 392
Compressive strength, *see* Undrained strength
Confined compression, *see* K_0-condition, Oedometer test, 8
Confining pressure, triaxial tests, 51, 224, 225, 226, 236, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 246, 255, 260, 262, 277, 280
Conservation of mass, 36, 349. *See also* Continuity equation, Continuity requirement
Consolidated drained shear test, *see also* Triaxial test
 test procedure, 229
 typical results, 229
Consolidated undrained shear test, *see* Triaxial test

复合滑动面，见滑动面
压缩性，也见等温压缩性
 空气压缩性 209,215,389
 气-水混合物的压缩性 210-217,313,316,317,319,406,496
 压缩系数 422,430,435,442
 压缩性形式 421,422,423,430,432
 量测，见固结试验；三轴试验
 土（结构）的压缩性 224,228,243,244,313,389,428
 水的压缩性 210,242,317,320
压缩性方程
 气-水混合物压缩性方程 210-211,212,214,224,229,317,406
 土结构压缩性方程 224
孔隙流体的压缩性 208-217
 空气压缩性，见气体压缩性
 气-水混合物的压缩性，见气-水混合物的压缩性 210
 溶解空气影响 210,213
 自由空气影响 213
 水的压缩性，见水的压缩性

压缩指数 435,436,437,439,441,445,446,462

抗压强度，见不排水强度
侧限压缩，见 K_0 状态，固结试验 10

周围压力，三轴试验 60,263,265,266,278,280,281,282,283,284,285,286,287,289,290,306,309,315,318,327,330,332
质量守恒，也见连续性方程，连续性必要条件 42

固结排水剪切试验，也见三轴试验
 试验方法 269
 典型结果 269
固结不排水剪切试验，见三轴试验

Consolidation, 239, 240, 264, 266, 280, 281, 283, 290
coefficient of, 252, 253, 254, 419, 420, 424, 426, 427, 435, 473, 474
defined, 236, 419
degree of, 437, 438, 439
equation derivation, 422-427
process, 238, 241, 251
secondary, 48
theory of, 9, 39, 250, 419
three-dimensional, 346, 420
time factor, 437, 438, 439
Consolidation tests, 429-437
data presentation, 430-436
Consolidation theory:
assumptions, 422
boundary conditions, 428
derivations, 422-427
solution, 427-429
Constant water content shear test, *see also* Triaxial test
test procedure, 229
typical results, 229
Constant-volume test, *see* Oedometer test
Constitutive relations （ or equations ）, 15, 39, 347, 348, 349, 351-360
air phase, 348, 353, 421, 426, 456, 472
single-valued equations, 18, 38, 39, 41, 346
soil structure, 298, 346, 348, 352, 353, 356, 358, 420, 456, 461
unsaturated soils, 351, 352
volume change, 346
water phase, 346, 348, 353, 356, 358, 421, 423, 456, 463
Constitutive surfaces, 347, 349, 354, 358, 360, 361, 363, 364, 372, 406
air phase, 421
degree of saturation, 348, 363, 364, 365
loading, 374, 377
soil structure, 348, 349, 354, 357, 360, 362,

固结 280,281,311,313,330,331,332,342
固结系数 296,297,298,493,494,499,502,503,514,558,559
定义 278,493
固结度 517,518
方程推导 496-503
固结过程 279,284,295
次固结 59
固结理论 10,47,297,494
三维固结 406,494
时间因数 517,518
固结试验 505-518
数据提示 506-514
固结理论 10
假设 497
边界条件 505
推导 497-500
固结理论解 503-505
常含水量剪切试验，也见三轴试验
试验方法 269
典型结果 269
常体积试验，见固结试验
本构关系（本构方程） 17,47,406,407,409,413-424
气相本构关系 407,414,495,502,553,555
本构关系单值方程 20,46,49,50,426
土结构本构关系 350,406,407,413,414,418,419,421,553
非饱和土本构关系 413,414
体积变化本构关系 406
水相本构关系 406,407,414,418,421,495,498,555,556
本构面 407,409,416,421,424,425,427,428,429,430,437,438,479
气相 495
饱和度 407,409,428,429,430
加荷 441,445
土结构 407,409,416,420,423,424,425,426,427,

363, 364, 365, 367, 368, 369, 421
unloading, 374, 377, 392, 395
void ratio, 348, 359, 363, 364, 365, 366, 371, 372, 373, 374, 378, 382, 385
water content, 359, 365, 366, 37 1 , 373, 374, 378
water phase, 348, 349, 354, 357, 368, 362, 363, 367, 368, 370, 386, 421
Constrained modulus, *see also* Compressibility; Modulus
defined, 357

Continuity equation, 349, 420, 422, 456, 472
Continuity requirement, 349, 350, 351, 353, 419, 420, 421, 432
Continuum mechanics, 15, 16, 19, 41, 56
multiphase, 348, 349
Contractile skin, 1, 14, 15, 20, 21, 24, 25, 26, 29, 39, 43, 44, 63, 67, 69, 81, 263, 350, 360. *See also* Air-water interphase
Coupled equations, 472-473
three-dimensional formulation, 420, 422, 456
two-dimensional formulation, 422
Crack depth, 298, 300, 301, 302, 304, 305
Critical height, 298, 313, 314, 315
Critical slip surface, *see* Slip surface
CU tests, *see* Triaxial test
Cuttings, *see* Excavations, Slopes
Dalton's, law, 26, 476
Darcy's law, 110, 123, 140, 153, 159, 164, 268, 419, 422, 447, 473
for air phase, 119, 122
definition, 110, 124
in theory of consolidation, 420, 423
validity for unsaturated soils,110
Deformation, 255, 297, 308, 355
distortion, 351
types of, 355
Deformation state variables, *see* State variables
Degree of saturation, 27, 31, 32, 34, 35, 40, 47, 111, 114, 117, 223, 228, 239, 244, 428,429,430,431,433,435,496
卸荷 435,441,445,462,465,466,467
孔隙比 407,408,422,427,428,430,431,433,434, 435,437,438,441,443,450,451,453,454,455
含水量 408,428,430,431,435,437,441,445
水（液）相 407,409,415,416,418,419,420,426, 427,432,434,435,455,496
侧限模量，也见压缩性；模量

定义 421

连续方程 410,494,496,553,556
连续条件 410,411,413,416,493,495,496,510

连续介质力学 17,21,47
多相连续介质力学 409,410
收缩膜，也见气-水界面 2,16,22,27,28,29,47,52, 53,77,80,82,84,97,311,410,411,424

耦合方程 556,557
三维公式 494,497,553
二维公式 497
裂缝深度 350,353,354,360,369
临界高度 350,368,369,370
临界滑动面，见滑动面
CU 试验，见三轴试验
挖方，见开挖，边坡
Dalton 定律 30,561
Darcy 定律 129,146,165,180,187,193,315,493,496, 528,556
气相 Darcy 定律 141,145
Darcy 定律定义 129,146
固结理论中的 Darcy 定律 493,494,496
Darcy 定律对非饱和土的适用性（有效性） 129
变形 299,349,363,412,417
畸变变形 412
变形类型 417
变形状态变量，见状态变量
饱和度 31,36,38,40,48,57,130,134,137,263,269, 281,287,302,303,317,327,328,329,342

257, 258, 259, 269, 277, 278, 279, 290, 366, 368, 389
constitutive surface, *see* Constitutive surfaces
critical, 346
definition, 30
effect on compressibility, 34, 279, 366
effect of permeability, 54, 111-114
effect on pore pressures generation, 204-210, 223
effect on undrained strength, 223
effective, 112, 113, 120
residual, 112
Density, 21, 22, 23, 27, 35, 225, 228
of air, 21, 35
of air-water mixtures, 37
buoyant or submerged, definition, 32
dry, 225
dry, definition, 32, 33
saturated, definition, 32
solids, definition, 37
total （ wet ）, definition, 32, 36, 37, 305
typical values, 31
of water, 2 1, 22, 27, 33, 35
water phase, 36
Depth of cracking, *see* Crack depth
Desaturation, 1, 257, 387, 397, 404
Desiccated soil, 53, 300, 301, 317, 390
Desiccation, 2, 298, 404
causing preconsolidtion, 404
Deviator stress, *see* Stress
"Different" soil, 217, 225, 259, 288
Differential equations of equilibrium, 43
Differential movement, 92
Diffused air, 144, 253, 261, 264, 274, 281
method of measurement, 127, 146, 265, 280, 281, 282, 283
Diffused air volume indicator,（ DAVI ）, 146, 261, 266, 267, 274, 279, 280, 281, 283
accuracy of, 149
apparatus, 147

431,432,436,459
饱和度的本构面，见本构面
临界饱和度 406,407
定义 36
对压缩性的影响 38,328,431
对渗透性的影响 66,131-133
对孔隙压力产生的影响 243-252,262
对不排水强度的影响 262
有效饱和度 132,133,142
残（剩）余饱和度 132
密度 22,23,24,26,31,37,41,265,269
空气密度 22,41
气-水混合体的密度 44
浮密度或浸没密度，定义 37
干密度 37,269
干密度，定义 37,38
饱和密度，定义 37
土粒密度，定义 44
总（湿）密度，定义 37,43,44,360
典型值 36
水的密度 23,24,31,39,41
液相密度 42
开裂深度，见裂缝深度
减饱和作用 1,302,456,468,476
干燥（失水）土 64,353,373,460
干燥（失水） 2,475
失水引起先期固结 461,476
偏应力，见应力
"互异"土 256,265,305,339
平衡的微分方程 52
不均匀运动
扩散空气 169,297,307,311,313,323,330,331
量测方法 151,172,311,328,329,330,331
扩散空气体积指示器（ DAVI ） 172,173,174, 176,308,313,314,323,329,331,333
精度 175
装置 173

Diffusion, 48, 107, 121-123, 275, 474
of air, 28, 107, 177, 221, 262, 276, 282
of air through water, 29, 30, 108, 120, 121-123, 127, 242, 251,426
chemical, 123
Fick's law for, 28, 121
of gases through water, 28, 123
measurement, 143-149
properties, 145
Diffusion process:
air through ceramic disk, 121, 143, 144, 177, 253, 261, 262
air through water, 121, 143, 177
chemical concentration, 121
osmotic, 110
Diffusivity, 28, 251, 474
Direct model method, 399, 400
Direct shear test, 217, 220, 223, 224, 225, 227, 247, 248, 254, 256, 275, 277, 284, 289, 290, 295, 296
consolidated drained, 223, 224, 229, 247, 254, 282, 283
consolidated drained multistage, 229, 254, 290
Dirichlet boundary condition, 163, 445
Displacement rate, 254, 256
direct shear, 254, 290, 291
Dissolved air, 27, 34, 86, 277
volume of, 28, 35, 36, 35, 180
Disturbance, 255, 285, 363, 388, 389
sampling, 130, 389, 390, 391, 400, 407, 411
Double layer, 63
Double oedometer method, 400, 401
Drainage path:
double drainage, 252
single drainage, 252, 253, 254
Drained loading, 188-189
Driving potential, 107, 108, 110, 119, 121
air phase, 117
water phase, 108-110
Dry soils, 30, 34, 45, 46

扩散 59,126,143-146,324,559
空气扩散 33,126,207,261,308,324,332
空气通过水的扩散 34,137,143,144,145 284,295
化学扩散 145,146
Fick 扩散定律 33,139,143
空气通过水的扩散 33,143,144
扩散量测 168,169,170,171,172,173,174,175
扩散性质 171
扩散过程
空气透过陶瓷板扩散过程 143,169,170,207,298, 307,308
空气透过水的扩散过程 143,169,207
化学浓度 143
渗析 129
扩散性 33,558,559
直接模拟方法 471,472
直剪试验 256,259,262,263,264,267,290,299,301, 324,326,332,334,341,348
固结排水直剪试验 262,263,269,290,291,299, 332,334
固结排水多级直剪试验 269,299,300,301,342
Dirichlet 边界条件 192
位移速率 299,301,341
直剪试验位移率 299,341,344
溶解空气 32,41,102,326
溶解空气的体积 32,41,42,211
扰动 300,335,428,458,459,460
取样扰动 154,459,460,461,462,472,479,484
双电层 77
双固结仪方法 471,472,473
排水路径
双向排水 296
单向排水 296,297,298
排水加荷 221-223
驱动势能 126,127,129,139
气相驱动势能 139
液相驱动势能 127-129
干土 36,40,55,56

Earth dam, 3, 219, 329
Earth pressure, 297, 298, 301
 active, 7, 298, 301, 302, 303, 305, 306, 310, 311, 314
 at-rest, 298
 coefficient of, 308, 309
 passive, 7, 298, 301, 302, 303, 314
 Rankine's theory, 301
Effective stress, 38, 45, 52, 237, 317
 concept, 38, 39, 217
 equation, 18, 39, 40, 41, 346
 law, 38, 39, 45
 single-valued equation, *see* Constitutive relations
Elastic equilibrium, 298
Elastic material:
 pore pressure coefficients for, *see* Pore pressure coefficients
 stress-strain relationships, 298
Elastic modulus, 298, 352
Elasticity:
 linear elastic material, 351, 461
 theory （of）, 52, 185, 297, 320
Elasticity form, 351, 357, 365, 456
 constitutive relations, 298
Elevation head, *see* Head
Equilibrium:
 force, 328, 330, 331
 moment, 328, 330, 331
Equilibrium equations, 43, 297, 456, 472
Equipotential （lines）, 154, 156, 165, 167-170, 329, 330, 331, 447, 449, 451-454, 461, 464-471
Evaporation, 1, 4, 45, 48, 130, 131, 152, 156, 157, 163, 275, 317, 318, 398, 404, 408, 440, 445
 actual, 476
 potential, 476
 rate, 53, 476, 477
Evapo-transpiration, 1, 2, 53, 163, 404, 408,

土坝 4,259,390
土压力 349,350,351,354
 主动土压力 8,349,354,355,356,357,358,359,360,361,364,365,367
 静止土压力 350
 土压力系数 362,363
 被动土压力 8,349,351,354,355,361,362,363,364,366,367
 Rankine 土压力理论 354
有效应力 46,55,62,279,373
 概念 46,47,256
 公式 20,46,47,48,49,406
 定律 46,47,55
 单值方程，见本构关系
弹性平衡 350
弹性材料
 孔隙压力系数，见孔隙压力系数
 应力-应变关系 350
弹性模量 350,413
弹性理论
 线弹性材料 412,553
 弹性理论 63,217,349,376
弹性形式 413,421,430,553
 本构关系 350
位置水头，见水头
平衡
 力的平衡 386,390
 力矩的平衡 386,390
平衡方程 52,349,553,556
等势线 182,186,195,196-199,388,389,530,532,533,534,535,542,544,545,547,549,551
蒸发 2,3,55,64,154,155,179,183,184,192,324,373,374,469,476,480,519,526,561
 实际蒸发 561
 蒸发势 562
 蒸发率 66,561,562,563
蒸腾 2,3,66,192,476,480,526

445
Excavation, 6, 52, 406, 407, 409, 415, 417
Excess pore pressure, 236, 237, 239, 241, 243, 245, 251, 254, 428
pore-air, 238, 241, 243, 251, 260, 419, 422, 428, 434
pore-water, 238, 241, 243, 251, 252, 260, 419, 428, 434
Expansion, *see* Swell
Expansive soils, 297, 300, 388, 397, 404, 407, 409, 412, 416, 417
Extended Mohr diagram （ circle ）, 49, 54, 56, 57-58, 60, 301, 312
construction of, 56
Extended Mohr-Coulomb failure, envelope, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 248, 255, 258, 259, 260, 318
Extended Rankine theory, 301
"Extended shear strength" method, 340
Factor of safety, 5, 6, 317, 321, 323, 326, 330, 332, 333, 334, 335, 337, 338, 339, 340, 343, 344, 345
force equilibrium, 324, 325, 327, 328, 332
moment equilibrium, 324, 327, 328, 332, 336
Failure criteria, 225, 226, 227, 297, 303, 307
maximum deviator stress, 226
maximum principal stress ratio, 221, 226, 227
Mohr-Coulomb criterion, 217, 218
strain （ or displacement ） limit, 227, 289
Failure envelope, 217, 218, 220, 223, 224, 225, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 238, 239, 240, 241, 242, 247, 248, 258, 259, 284, 285, 287, 288, 293, 296
Mohr-Coulomb, 218, 223, 255, 259, 290, 303, 307
Failure plane, 217, 218, 227, 228, 229, 230, 247, 302, 313
angle of inclination, 228, 313
Fick's law, 117, 121, 123, 422
application to air phase, 117-119, 175, 420,

挖方，开挖 7,62,478,480,482,486,489,490,491
超孔隙压力 278,279,280,282,284,285,290,295, 298,505
超孔隙气压力 280,284,285,286,295,306,494, 497,505,513
超孔隙水压力 280,284,285,286,295,296,297, 306,493,494,505,513
膨胀，见膨胀（回弹）
膨胀土 349,352,458,468,476,479,481,482,483,484, 485,489
延伸的 Mohr 图（ Mohr 圆） 62,66,68,70,73,355, 367
作图 69
延伸的 Mohr-Coulomb 破坏，包线（面） 267,268,270,271,274,275,276,277, 291,301,303,306,374
延伸的 Rankine 理论 354
"延伸抗剪强度"方法 400
安全系数 6,373,377,379,380,382,383,386,387,390, 393,394,395,397,398,400,403,404,405
力平衡安全系数 382,383,386,387,390
力矩平衡安全系数 382,386,387,390,397
破坏准则 265,266,267,349,356,361
最大偏应力破坏准则 265
最大主应力比破坏准则 262,265,266
Mohr-Coulomb 破坏准则 256,257
应变极限（或位移极限）破坏准则 266,267,340
破坏包线（面） 256,257,262,263,264,268,269,270, 271,272,273,274,275,276,278,280,281,283,284, 285,286,287,291,299,301,303,304,334,335,336, 337,338,339,340,341,342,343,346,347,348
Mohr-Coulomb 破坏包线 257,262,299,304,342, 357,361
破坏面 256,257,267,268,269,270,290,304,355, 368
破坏面的倾角 268
Fick 定律 139,143,146,496
应用于空气相的 Fick 定律 139-141,204,494,

425, 473
definition, 117
Filter paper, 54, 67, 77-80, 81
calibration, 77-79
contact, 77, 78, 79, 80
measure matric suction, 77
measure total suction, 76, 77
non-contact, 77, 78, 79, 80
test procedure, 78-79

Finite difference method, 155-158, 427-428, 446
backward difference, 446
central difference, 155, 432, 446
explicit, 158, 432
implicit, 156
Finite element method, 161, 313, 326, 342, 440, 444, 447, 449
Flow, *see also* Seepage
capillary, 16, 18
one-dimensional, 152-158
three-dimensional, 173-174
two-dimensional, 159-173
velocity head, *see* Head
Flow laws, 107-123, 347
air phase, 117
water phase, 107
Flownet, 160, 162
equipotential lines, 160
flow channels, 171
flow lines, 160, 171
Flux boundary condition, 5, 9, 156, 157, 342, 475
Foundations, *see also* Bearing capacity
shallow, 7, 12
Free air, 27, 28, 34, 35, 180, 277, 278
Free swell test, *see* Oedometer test
Free （water） surface, 160, 161, 166
Friction angle, *see* Shear strength
Gaussian elimination technique, 163, 446

500,557
Fick 定律定义 139
滤纸 66,82,92,94,95
滤纸率定 92,93
接触滤纸 92,93
基质吸力测量 92,93
总吸力测量 92,93,94,95,96
非接触（的）滤纸 93,94,95
试验方法 95

有限差分法 182-187,503-505,527

反向差分有限差分法 527
中心差分有限差分法, 182,510,527
显式有限差分法 186,510
隐式有限差分法 184
有限单元法 191,367,384,402,519,525,528,542

水流，也见渗流
毛细水流 18,19
一维流 180-186
三维流 202-204
二维流 187-200
速度水头，见水头
流动定律 126-146,406
气相流动定律 139
液相流动定律 126
流网 189,190
等势线 189
流槽 200
流线 189,200
流量边界条件 6,10,185,186,402,561

基础，也见承载力 8
浅基础 8,14
自由空气 32,33,41,42,326,327,328
自由膨胀试验，见固结试验
自由水位 189,190,194
摩擦角，见抗剪强度
高斯消元法 192,527

Geostatic stress （ condition ）, *see* Stress
Gradient, 107
（ chemical ） concentration, 107, 117, 118, 121, 123
electrical, 107
elevation, 108, 117
hydraulic head, 107, 108, 110, 119, 124, 126, 127, 128, 129, 130, 132, 153, 163, 164, 268, 419, 423, 442, 446, 447
matric suction, 107, 108
osmotic, 110
osmotic suction, 121, 123, 127
pressure, 107, 108, 117, 119
total head, 109
thermal （ or temperature ）, 107, 473
water content, 107
Grain size, 257
Ground water table, *see* Water table
Head, 107, 109
elevation, 109
gravitational, 109, 130, 132
hydraulic, 109, 129, 130, 132, 153, 154, 171, 423 , 442, 444, 445, 446, 451-454
matric suction, 115
pressure, 109, 127, 129, 166
velocity, 109
Head boundary condition, 155, 160
Heat flow, equation, 474
Heave, 8, 49. *See also* Swell
methods of prediction, 400
potential, 397, 410
prediction, 397, 401, 405, 411
Heave calculations, 407, 408-410
case histories, 410-411
closed-form equation, 412
effect of correcting swelling pressure, 413

Henry's law, 27, 28, 35, 180, 183, 192, 279
application, 184
High air entry disk, 48, 80, 81-82, 126, 127,

自重应力（状态），见应力
梯度 126
（化学）浓度梯度 126,139,143,144,145

电力梯度 126
位头梯度 126
水头（力）梯度 126,127,130,139,147,149, 153,155,156,180,193,200,315,493,498, 522,527,528
基质吸力梯度 126,127
渗析梯度 130
渗析吸力梯度 143,145
压力梯度 126 ,127,139
总水头梯度 128
热力（或温度）梯度 126,557
含水量梯度 126
颗粒级配 303
地下水位，见水位
水头 126
位头 128
重力水头 128,155
水头 128,153,155,180,181,200,498,522,526, 527,532-535
基质吸力水头 134
压力水头 128,148,153,194
速度水头 128
水头边界条件 184,189
热流，方程 559
隆起，隆胀，也见膨胀 9,62
预测方法 471
隆起势 468,483
预测 468,472,477,484
隆起计算 479,480-483
工程实录 483,484
闭合形式公式 485
校正膨胀压力影响 486

Henry（亨利）定律 32,33,41,211,215,226,328
应用 215
高进气值陶瓷板 58,97,98,99,148,150,157,

133, 134, 140, 141, 142, 143, 218, 219, 221, 223, 224, 225, 248, 250, 251, 252, 253, 254, 260, 263, 264, 265, 266, 267, 268, 269, 270, 272, 273, 275, 277, 279, 282, 283, 284, 363, 379, 429, 433
air entry value, 48, 81, 82, 83, 84, 1 12, 218, 221, 257, 258, 260, 261, 263, 264, 265, 266, 272, 273, 275, 380, 386, 387
air passage through, 82, 84, 221, *see also* Diffusion process
(water) coefficient of permeability of, 82, 83, 84, 264, 268, 270, 272, 276
properties of, 83, 263, 264
Highway pavement, 473
Hilf's analysis, 186, 192-194, 201-204, 213, 219
Hooke's law, generalized, 352
Hydraulic (total) head, 152
Hydraulic gradient, *see* Gradient
Hydrostatic condition (profile), 298, 301, 302, 305, 314, 317, 335, 343
Hydrostatic line, 305
Hysteresis, 389
in permeability function, 116-117, 126
in soil structure relationships, 348, 360, 361, 404
in water content relationships, 69, 112, 117, 136, 364, 369, 376, 386, 387, *see also* Soil water characteristic
Ideal gas law, 22, 121, 122, 422, 425
"Identical" soil (or specimens), 126, 217, 225, 243, 259, 284, 347, 361, 362, 364, 388
Immiscible mixtures, 25
of air and water, 25
Impedance factors, 251, 252, 253, 254
Impeded flow, 250, 251, 252, 253
Impervious (or impermeable) membrane, 9, 315
Infiltration, 4, 53, 117, 130, 131, 152, 156, 157, 158, 163, 166, 334, 338, 404, 408, 414, 440, 449, 461, 463, 465, 467, 469,

159,160,166,169,257,159,260,263,264,292, 295,296,297,298,306,307,308,310,311,312, 313,314,315,316,317,318,319,320,321,322, 323,324,326,329,333,334,427,447,506,510

进气值 58,97,98,99,100,132,257,261,302,303, 316,307,308,310,311,312,313,321,322,323, 324,447,456,457
通过高进气板，也见扩散过程 98,100,260

高进气板的透水系数 98,99,100,310,315,317, 321,325
高进气板的特性 99,310,311
公路路面 557
Hilf 分析 218,226-229,238-241,251,259

Hooke 定律，广义的 413
（总）水头 179
水力梯度，见梯度
静水压条件（剖面） 350,353,354,359,369,373, 395,403,404
静水压力线 359
滞后效应 460
渗透函数的滞后 137,138,150
土结构关系中的滞后 408,424,476

含水量关系中的滞后，也见土水特性 85,131, 137,138,161,429,435,442,455,457

理想气体定律 24,145,496,501
"等同的"土（或试样） 150,256,265,286,305, 334,407,425,426,429,458
不溶混的混合物 29
空气和水的不溶混的混合物 29
阻抗因素 296,297,298
阻抗水流 295,296,297,298
不透水（或不渗透）膜 10
入渗 5,64,137,154,155,179,185,186,192,199,394, 399,476,480,488,519,530,542,544,546,548,550, 552,553

471, 475
Infinite slope, 171
In situ stress state, 389, 397, 404, 406
 detennination of, 388, 403, 404, 405-406
Instantaneous profile method, *see* Water coefficient of permeability
Intermediate principal stress, *see* Stress
Interslice force, 321, 326, 330, 332
Interslice force function, 324, 325, 326, 327, 328, 333
Intrinsic permeability, *see* Permeability
Isobar （s）, 165, 167-170, 172, 457-460
Isochrones, 436
Isothermal compressibility, 178, 179
 air, 179, 180, 182
 air-free water, 179
 air-saturated water, 179
 water, 179, 182
Isotropic compression, 347, 354, 356
Isotropic loading, 194-196, 204-215, 348, 349, 354, 355, 356, 359, 363, 366
Jaky's equation, 300

K_0 loading, 61, 62, 191-192, 196, 347, 348, 349, 355, 356, 359, 362, 363, 364, 394, 406, 420
K_0 condition, 298, 309
K_f-line, 233, 309
 Mohr-Coulomb, relationship with, 233
 parameters, p_f, q_f, 231, 233
Kelvin's equation, 25, 81, 183-184, 263
Laplace （or Laplacian） equation, 25, 160, 161
Latent heat, 474
Lateral earth pressure, 7, 52, 217, 297, 313
 active, *see* Earth pressure
 at-rest, 52, 54
 passive, *see* Earth pressure
Limit equilibrium, 297, 320, 321, 326, 332
Loading, drained, *see* Drained loading
 undrained, *see* Undrained loading

无限边坡 200
原位应力状态 460,475,476,477,478
 原位应力状态的确定 458,475,476,477,478
瞬时剖面方法，见透水系数

中主应力，见应力
条间力 379,384,386,390,392
条间力函数 383,384,385,387,392

固有渗透性，见渗透性
等压线 195,196,197,198,199,200,538-541
等时曲线 514
等温压缩性 208,209
 空气等温压缩性 209,213
 空气-自由水等温压缩性 209
 空气-饱和水等温压缩性 209,210
 水等温压缩性 209,213
各向等压压缩 407,418,419
各向等压加荷 229-231,241-252,408,409,417,418,419,422,428,431
Jaky 方程 351

K_0加载 75,76,225-227,408,409,417,419,420,422,427,428,429,465,479,494

K_0状态 350,364
K_f线 275,364
 Mohr-Coulomb，与 K_f线关系 275
 参数，p_f，q_f 275
Kelvin 方程 29,97,214,215,216,310
Laplace 方程 28,189,191
潜热 559
侧向土压力 8,63,256,349,368
 侧向主动土压力，见土压力
 侧向静止土压力 63,66
 侧向被动土压力，见土压力
极限平衡 349,377,379,384,391
加荷，排水，见排水加荷
 加荷，不排水，见不排水加荷

Matric suction, 40, 41, 43, 45, 46, 48, 49, 52, 53, 55, 58, 59, 60, 61, 63, 65, 217, 218, 219, 220, 222, 223, 224, 225, 226, 228, 229, 230, 233, 234, 238, 239, 241, 242, 244, 245, 246, 247, 248, 252, 258, 259, 261, 262, 263, 264, 276, 283, 290, 291, 293, 294, 295, 296, 297, 299, 300, 301, 302, 303, 304, 306, 307, 308, 309, 311, 313, 315, 317, 332, 333, 334, 363, 364, 366. *See also* Soil suction
definition, 25, 66, 69, 183, 379
direct measurement, 82-93
envelope, *see* Shear strength versus matric suction
equivalent, 389, 404, 405, 406, 407
indirect measurement, 93-106
in situ, 54, 62, 317, 318, 336, 337, 338, 340, 397
measurement, 63, 67, 80-104, 94, 100, 101, 102, 103, 104, 105, 336, 337, 338, 340
profiles, 53, 54, 89, 90, 300, 301, 305, 334, 336, 337, 338, 339, 340, 342, 343, 344
Matric suction versus shear strength, *see* Shear strength versus matric suction
Matric suction versus water volume change （*see* Water volume change versus matric suction
Maximum past stress, *see* Preconsolidation pressure
Measurement of :
pore-air pressure, *see* Pore-air pressure
pore-water pressure, *see* Pore-water pressure
Meniscus, 273, 305
defined, 66
Meta-stable structured soil, 9, 361, 418, 429, 432
Microclimate, 317
Microclimatic conditions, 9, 54, 473, 477
Miscible mixture, of air and water, 26
Mixtures, 34
air-water, 37

基质吸力，也见土吸力 49,52,54,55,57,62,65,66,67,68,69,70,71,72,73,74,75,76,77,80,256,257,259,261,263,264,265,269,270,273,275,276,278,280,281,282,283,284,285,286,287,288,290,291,296,299,301,302,303,304,305,306,307,309,310,311,326,337,338,339,340,343,346,348,349,351,353,354,355,357,358,359,361,362,363,364,365,366,367,369,370,373,374,375,392,393,397,398,400,428,429,430,431,432

基质吸力定义 29,76,79,215,447
基质吸力直接测量 98-110
基质吸力包线，见抗剪强度与基质吸力的关系

等效基质吸力 460,475,479,480
基质吸力间接测量 110-124
原位基质吸力 64,76,374,396,398,468

基质吸力量测 78,80,85,87,89,91,92,93,95,97,396,397,398,400
基质吸力分布（剖面） 64,65,105,106,353,354,359,393,396,397,398,399,400,403,405
基质吸力与抗剪强度的关系，见抗剪强度与基质吸力的关系
基质吸力与水体积变化关系（见水的体积变化与基质吸力的关系）
最大先期应力，见先期固结压力

量测
孔隙-气压力量测，见孔隙-空气压力
孔隙-水压力量测，见孔隙-水压力
弯液面 321,358
定义的弯液面 80
亚稳结构土 10,425,492,502,509

微气候 373
微气候条件 10,66,557,563
空气和水的可溶性混合物 29
混合物 40
空气-水混合物 41,44

soil particles-water-air, 37
theory of, 19, 36
Mobilized shear force, *see* Shear force mobilized
Modified direct shear apparatus, 219, 223, 224, 260, 266, 267, 272, 282, 290, 291
Modified Penman equation, 477
Modified triaxial apparatus （ cell ）, 48, 220, 222, 260, 265, 272, 279, 280, 363

Modulus, *see also* Compressibility; Elastic modulus; Shear modulus; Young's modulus
bulk, *see* Bulk modulus
constrained, *see* Constrained modulus
deformation, 313
Mohr circle, 57, 59, 218, 220, 226, 228, 231, 233, 235, 236, 238, 242, 244, 247, 255
construction, 303, 307
equation, 55-56
envelope, 223
failure envelope, 223
pole point method, 56, 57, 58, 60, 218
Mohr-Coulomb :
envelope, 220, 231, 318
failure criterion, *see* Failure criteria
Molecular diffusivity:
water vapor, 474
Monotonic （ loading ）, 40, 49, 51, 221, 262, 349, 360, 363, 364, 368, 370, 406
Multiphase system, 349
Multistage tests, 255, 276, 281, 283, 285
cyclic loading procedure, 255, 284, 285
direct shear, 224, 229, 255, 256, 289, 292, 293
sustained loading procedure, 255, 284, 285
triaxial, 223, 229, 251, 255, 284, 285
Negative pore-water pressure, 1, 3, 6, 7, 8, 9, 10, 13, 17, 18, 40, 47, 53, 83, 219, 245, 257, 297, 298, 300, 304, 305, 311, 315, 317, 318, 320, 323, 324, 329, 330, 332,

土粒-水-空气混合物 41,44
混合物的理论 21,42
发挥出来的剪力，见剪力发挥

改进的直剪仪 258,263,264,306,313,314,321,332,333,346
修正的 Penman 方程
改进的三轴仪（压力室） 58,259,260,306,312,321,329,330,427,428

模量，也见压缩性，弹性模量；剪切模量，杨氏模量
体积模量，见体积模量
侧限模量，见侧限模量
变形模量 367
Mohr （摩尔）圆 68,69,70,71,72,73,74,257,259,266,268,270,271,274,276,277,281,283,285,286,287,289,291,299
摩尔圆作图 357,361
摩尔圆方程 66,68
摩尔圆包线 263
摩尔圆破坏包线 263,268
摩尔圆极点法 69,71,257
Mohr-Coulomb （摩尔-库仑）
包线 260 ,268,374
破坏准则，见破坏准则
分子扩散率
水蒸气分子扩散率 559
单调（加荷） 48,62,261,309,409,424,427,428,433,434,478
多相体系 410
多级试验 299,326,331,334,335
周期加荷方法 300,334,335
直剪试验 264,269,300,301,341,344,345
持续加荷方法 299,334,335
三轴试验 263,269,295,299,334,335
负孔隙水压力 1,3,4,7,8,10,12,20,48,57,64,98,258,288,302,349,353,354,356,358,359,365,373,374,377,381,387,388,390,392,393,394,400,403,476,477,481,484

333, 334, 336, 340, 343, 344, 345, 404, 408, 409
Net horizontal stress, *see* Stress
Net normal stress, *see* Stress
Net vertical stress, *see* Stress
Neuman boundary condition, 163, 445
Neutral stress, *see* Pore-water pressure
Non-contacting, radial deformation transducer, 275-276
Non-isothermal, 440, 473, 474, 475
Nonlinearity of failure envelope, 217, 224, 228, 255, 257, 258
Normal force, 327
 base of a slice, 322, 323, 324, 332
 interslice, 322, 325, 328
Normal strain, 219, 298, 350, 351, 352, 353, 461
Normal stress, *see* Stress

Null tests, 47, 48, 49, 50
Oedometer test, 378, 382, 399, 400
 compressibility of apparatus, 389-390
 constant volume oedometer tests, 313, 374, 375, 381, 384, 386, 388, 389, 392, 394, 395, 400, 405, 410, 411
 free swell oedometer tests, 374, 375, 388, 389, 390, 392, 393, 394, 396, 399, 400, 401, 405
 procedure, 378
 stress path, 389
 typical results, 375
One-dimensional consolidation, 356
 assumptions, 422-423
 derivation, 423-427
 solution of, 427-428
 theory, 419, 420
 typical results, 429-436

One-dimensional swelling, 406, *see also* One-dimensional heave

净水平应力，见应力
净法向（正）应力，见应力
净竖向应力，见应力
Neuman 边界条件力 192,526
中性应力，见孔隙-水压力
非触点径向变形传感器 324,325

非等温的 519,557,558
破坏包线的非线性 256,264,268,301,302,303,304

法向力 387,381
 条块底面的法向力 379,380,381,391
 条块间法向力 379,383,387
法向应变 358,350,412,413,553,554

法向应力（正应力），见应力 380,412

零位试验 58,59,60
固结试验 446,449,450,451,468,471,472
 仪器的压缩性 460,461
 常体积固结试验 368,441,442,450,453,458,460,462, 471,472,477,483

 自由膨胀固结试验 441,442,458,460,462,465,467, 471,472,473,477

 试验步骤 442,444,446
 应力路径 460
 典型结果 442
一维固结（单向固结） 419
 假定 497
 公式推导 497-503
 公式解 503-505
 理论 493,494
 典型结果 505-514

单向（一维）膨胀，也见单向（一维）隆起（隆胀）

Osmotic pressure, 54, 91, 105, 106
Osmotic suction, 65, 66, 105, 106, 110, 225, *see also* Soil suction
 measurement of, 67, 104
 role of, 63
Osmotic tensiometers, *see* Tensiometer
Overall (total) volume change, 346, 349, 350, 352, 362
 measurement, 275
Overburden pressure, *see* Stress
Overconsolidated soils, 52
Overconsolidation ratio, OCR, 406
 defined, 405
 effect on K_0, 300, 307
Partial pressure, 23
Passive earth pressure, 300
 coefficient, *see* Coefficient of passive earth pressure
 distribution, 307, 308, 309
 effect of matric suction, 307, 308, 312
 effect of wall friction, 309-310
 failure, 301
 orientation of failure planes, 308
 Rankine, 308, 309
 strain required, 308-309
Peltier effect, *see* Psychrometer
Permeability, 54. *See also* Coefficient of permeability; Water coefficient of permeability
 coefficient of, 6
 effect of degree of saturation, *see* Degree of saturation
 effect of void ratio, *see* Coefficient of permeability
 intrinsic, 110-111
 measurement of, 124-149
 relative, *see* Relative water coefficient of permeability
Permeability function, 111, 113, 114, 115, 116, 137, 151, 159, 164, 166, 341, 446,

渗透（析）压力 66,107,124,125
渗透（析）吸力，也见土吸力 78,79,124,125, 129,264
 渗透（析）吸力的量测 79,81,124,125
 渗透（析）吸力的作用 76,77
渗透（析）张力计，见张力计
总体积变化 406,410,411,413,427

 量测 324
覆盖压力，见应力
超固结土 63
超固结比，OCR 477
 定义 477
 对 K_0 的影响 352
分压力 25
被动土压力 353,361
 被动土压力系数，见被动土压力系数

 分布 362,363
 基质吸力影响 362,363,367,368
 墙摩擦力影响 364
 破坏 352
 破坏面的定向 364
 Rankine（朗肯）被动土压力 362
 被动土压力所需要的应变 363,364
Peltier 效应，见湿度计
渗透性，也见渗透性系数，透水系数 66

 渗透系数 7
 饱和度效应，见饱和度

 孔隙比效应，见渗透系数

 内在（固有）渗透性 130
 渗透性的量测 147-176
 相对渗透性，见相对透水系数

渗透性函数 132,133,134,135,136,137,161,163, 179,187,192,193,194,402,527,528,537,542,

447, 449, 456, 463
Permeability tests:
in situ measurements, 130-133
laboratory measurements, 124-130
Permeameter, 124, 125, 127, 128, 129
for air permeability, 140-143
constant head, 125-127, 142
for water permeability, 140-143
Phase, 14, 20
four-phase system, 15, 20, 41
multiphase, 41
properties of a phase, 20
Phase diagram, 20, 21, 30, 32
Phase relations, 21
Phenomenological approach, 15
Phreatic surface （ line ）, 5, 160, 161, 165, 167-170, 171, 172, 173, 329, 447, 450, 457-460
Piezometric line, 330, 331
Plane strain loading, 355, 357, 359
Plane stress loading, 355, 357, 359
Plastic equilibrium, 297, 301, 303, 316
stress state approach, 297
total stress approach, 297

Plastic limit, *see* Atterberg limits
Plasticity index, *see* Atterberg limits
Poiseuille's equation, 115
Poisson's ratio, 298, 299, 301, 302, 352, 356, 364
Pore-air pressure, 4, 40, 43, 44, 45, 47, 48, 51, 52, 61, 208, 209, 211, 212, 213, 218, 219, 221, 222, 223, 227, 228, 229, 230, 237, 239, 240, 241, 245, 246, 264, 277, 280, 298, 366, 379, 422, 428, 430
coefficient, *see* Pore pressure coefficient
control of, 48, 218, 221, 224, 238, 247, 248, 260, 263, 265, 266, 272
excess, *see* Excess pore pressure
measurement of, 218, 219, 221, 222, 243,

544
渗透性试验
现场测定 153-157
实验室测定 147-153
渗透仪 147,148,150,151,152
测透气性渗透仪 165-168
常水头渗透仪 148-150,167
测透水性渗透仪 165-168
相 16,22,
四相体系 16,22,50
多相 50
一个相的特性 22
相图（相位图） 22,23,35,37
相关系
唯象学方法（现象学方法） 17
浸润面（线） 6,190,194,195,196,197,198,199,200,201,202,388,530,531,538,539,540,541

测压管水位线（自由水面线） 389,390
平面应变加载试验 417,420,422
平面应力加载试验 417,420,421,422
塑性平衡 349,354,356,371
应力状态方法 349
总应力方法 349

塑限，见 Atterberg 界限
塑性指数，见 Atterberg 界限
Poiseuille 方程 134
泊松（ Poisson ）比 350,351,354,413,420,429

孔隙-气压力 5,48,52,53,54,57,58,62,63,76,247,248,249,250,251,253,257,258,259,260,261,262,263,264,266,268,279,280,282,283,284,285,286,288,290,292,295,302,309,320,321,327,329,330,350,431,447,497,505,506
孔隙气压力系数，见孔隙压力系数
孔隙气压力的控制 58,257,260,263,280,288,292,306,310,312,313,320,321
超孔隙气压力，见超孔隙压力
量测 257,258,260,261,286,292,306,310,312,

248, 260, 263, 265, 272, 273
parameters, *see* Pore pressure parameters
Pore fluid, 251, 260
Pore fluid squeezer, 54, 67, 105, *see also* Squeezing technique
Pore pressure coefficient, 328, 329, 330
air pore pressure coefficient, 329
water pore pressure coefficient, 328, 329, 330
Pore pressure parameters, 62, 178-216, 239, 347, 422, 428. *See also* Tangent Pore Pressure parameter
definition, 181, 198
A parameter, 246, 329
A_a parameter, 198, 330
A_w parameter, 197-198, 330
B-parameter, 198, 204, 216, 243, 329
B_a parameter, 181, 183, 184, 186, 199, 200, 205, 206, 208, 209, 210, 211, 212, 214, 330
B_w parameter, 181, 183, 184, 186, 197, 199, 200, 204, 205, 206, 208, 209, 210, 211, 212, 214, 244, 278, 279, 330
D parameter, 198, 215, 216, 239, 241, 243, 245
D_a parameter, 197, 214, 215
D_w parameter, 197, 214, 215
Pore pressure response, below high air entry disk, 266, 271
Pore size distribution, 111, 120
Pore size distribution index:
definition, 112
determination, 112
suggested values, 114
Pore-water pressure, 4, 39, 43, 44, 47, 48, 51, 53, 61, 62, 208, 209, 211, 212, 213, 217, 218, 219, 221, 222, 223, 224, 227, 228, 229, 230, 237, 238, 239, 240, 241, 245, 246, 247, 250, 256, 298, 366, 379, 408, 422, 428, 430
backpressure, *see* Backpressure

320,321
孔隙-气压力参数，见孔隙压力参数
孔隙流体 295,306
孔隙流体挤压仪（器），也见挤压技术 66, 82,124
孔隙压力系数 387,388,389
空气的孔隙气压力系数 388,389
水的孔隙水压力系数 387,388,389
孔隙压力参数，也见切线孔隙压力参数 76, 208-255,282,406,497,505

孔隙压力参数定义 212,234
系数 A 288,388
系数 A_a 234,389
系数 A_w 234,389
系数 B 212,217,218,234,238,244,252,253 286,388
系数 B_a 212,214,216,217,218,237,238,245,246, 249,251,254,389
系数 B_w 212,214,216,217,218,236,237,238,243, 244,245,246,249,251,254,287,328,329,389

系数 D 235,253,282,284,286,288

系数 D_a 234,253,254
系数 D_w 234,253,254
孔隙压力反应，在高进气值陶瓷板下 315,320

孔隙尺寸分布 132,142
孔隙尺寸分布指数 132,133
定义 132
确定 132
建议值 134
孔隙-水压力 5,47,48,52,53,57,58,60,76,247, 248, 249,250,251,252,253,254 257,258,259,260,261, 262,263,264,266,268,279,280,282,284,285,288, 290,292,295,296,297,301,302,349,350,431,447, 480,496,506,510,511

反压力，见反压力

coefficient, *see* Pore pressure coefficient
excess, *see* Excess pore pressure
measurement, 218, 219, 221, 222, 225, 238, 243, 248, 260, 261, 262, 263, 265, 266, 267, 268, 283
negative, *see* Negative pore-water pressure
parameters, *see* Pore pressure parameters
profile, 317, 342, 344, 406, 411, 438
response, 278, 279
Porosity, 32, 33, 43, 44, 264
defined, 29, 30
typical values, 31

Potential heave, 8, 397
Precipitation, 1, 6, 318, 404
Preconsolidation pressure, 366, 386, 388, 405
Casagrande construction, 390-391
determination of, 391, 405
effect of sample disturbance, 389
factors affecting determination of, 389
Pressure, *see* Stress
Pressure head, *see* Head
Pressure membrane extractor, 379-380
Pressure plate, 63, 223
equipment, 379-380
extractor, 379, 380
null type, 48, 67, 92
Pressure plate tests, 47, 368, 379, 381, 382, 393
drying portion, 393
typical results, 382, 386-388
wetting portion, 393
Principal planes, *see* Stress
Principal stress, *see* Stress
at failure, 226
intermedi, *see* Stress
major,*see* Stress
minor, *see* Stress
Principal stress ratio, 227, 248, 250
definition, 226

孔隙水压力系数，见孔隙压力系数
超孔隙水压力，见超孔隙压力
量测 257,258,260,261,264,279,280,282,284,285,286,288,290,292,306,307,309,310,312,313,328
负孔隙水压力，见负孔隙水压力
孔隙水压力参数，见孔隙压力参数
孔隙水压力分布 373,402,404,478,481,483,516
孔隙水压力响应 328
孔隙率 34,35,36,52,53,310
定义 34
典型值 35

隆起（胀）势 9,10,468
降水 2,6,374,475
先期固结压力 431,455,461,477
Casagrande 作图法 461
先期固结压力的确定 461,477
试样扰动影响 460,461
确定先期固结压力的影响因素 461
压力，见应力
压力头，见水头
薄膜压力板仪 447,448
压力板 76,262
压力板设备 447,448
分离器
零位型 57,82,109
压力板试验，压力板仪 56,57,433,447,449,451,464
干燥部份 464
典型结果 451,455-458
湿润部份 464
主平面，见应力
主应力，见应力
破坏时主应力 266
中（间）主应力，见应力
大主应力，见应力
小主应力，见应力
主应力比 266,292,294
定义 265,266

Profiles:
of residual soils （ and lateritic soils ）, 10
of swelling or expansive soils, 11, 12
of unsaturated soils, 9
Psychrometers, 54, 63, 67, 70-77, 126, 128, 129
calibration of, 73-74
Peltier effect, 70-71, 72
Peltier-type, 70, 71-73, 76, *see also* Spanner psychrometer
performance of, 74-77
Seebeck effect, 70, 71
Spanner psychrometer, 71, *see also* Peltier-type
thermocouple, 70-71
Radius of curvature, 25, 66, 67, 68, 69, 81, 183, 184
of air-water interphase, 184
of contractile skin, 263
Rainfall, 5, 61, 63, 312, 336, 340, 344, 345
Relative air phase coefficient of permeability, 120
Relative humidity, 23, 27, 64, 65, 66, 70, 71, 72, 476
Relative water phase coefficient of permeability, 113, 114
Residual degree of saturation, *see also* Degree of Saturation
determination
Residual shear strength, 255
Residual soil, 1, 9, 13, 322, 340
Retaining structures （ or wall ）, 297, 303, 305, 309, 310, 312
Sampling disturbance, *see* Disturbance
Salt content, 63
Saturated-unsaturated flow （ seepage ）, 5, 151, 161, 162, 164, 166, 171, 444, 449

Saturation procedure:
high air entry disk, 266

剖面
残积土（和红土）的剖面 11
膨胀土或胀缩土的剖面 12,13
非饱和土的剖面 10
湿度计 66,76,81,85,86,87,88,89,91,150,152,153

湿度计的率定（校正） 88
Peltier 效应 86,87
Peltier 类型，也见 Spanner 湿度计 85,86,87,88

湿度计的性能 90,91,92
Seebeck 效应 85,86
Spanner 湿度计，也见 Peltier 型湿度计 86,88

热电偶（温差电偶）湿度计 85,86,88,91
曲率半径 28,29,80,81,82,84,97,214,215

空气-水界面的曲率半径 215
收缩膜的曲率半径 310
降雨 6,76,77,367,394,400,403,405
相对透气系数 142

相对湿度 25,31,79,80,85,86,87,562

相对水相渗透系数（相对透水系数） 133,134

残余饱和度，也见饱和度

残余饱和度的测定
残余抗剪强度 300
残积土 1,11,14,378,401
挡土结构（或挡土墙） 349,356,358,364,367

取样扰动，见扰动
含盐量 77,80
饱和-非饱和流（渗流） 6,177,188,190,191,193, 194,200,525,552

饱和方法
高进气值陶瓷板的饱和方法 313

for an unsaturated soil, 277
Secant pore pressure parameter, 185-186, 192, 201-202
pore-air pressure, 185-186, 194
pore-water pressure, 185-186, 194
Seebeck effect, *see* Psychrometer
Seepage:
analysis, 342, 344, 444
flownets, steady state, *see* Steady state seepage
transient analysis, 342, 344, 440, 442, 443, 444, 447
Semi-permeable membrane, 110, 123, 263
Shallow foundations, 317, 406, 473
Shape factor, 316
Shear force mobilized, 322, 323, 324, 325, 328, 333, 345
base of slice, 322, 323
interslice, 322, 324, 325, 327, 328, 331, 333, 336
Shear modulus, 352, 461
Shear strain, 351, 461
Shear strength, 38, 39, 41, 46, 48, 49, 62, 63, 217, 218, 219, 222, 224, 226, 227, 230, 235, 237, 238, 244, 247, 248, 249, 260, 315, 317, 332, 333, 344, *see also* Cohesion; Friction angle
angle of internal friction, 217, 218, 223, 224, 227, 235, 238, 239, 247, 284, 285, 286, 289, 300, 310, 316, 317, 341
cohesion, *c*, 304, 315
effective cohesion, *c'*, 217, 218, 222, 227, 230, 235, 239, 285, 286, 289, 302, 304, 305, 307, 308, 309, 310, 315, 317, 341
envelope, *see* Mohr circle
equation, 227, 230, 257, 258, 301, 302, 346
failure criteria:
maximum principal stress difference, *see* Failure criteria
maximum principal stress ratio. *see* Failure

非饱和土的饱和方法 326
割线孔隙压力参数 217,218,226,238,239,241
孔隙-空气压力割线孔隙压力参数 217,218,229
孔隙-水压力割线孔隙压力参数 217,218,229
Seebeck（塞贝克）效应，见湿度计
渗流
分析 402,403,523,525
流网，稳定状态，见稳定状态渗流
渗流瞬态分析 402,403,404,519,521,522,523,525,527,528
半渗透膜 129,145,146,310
浅基础 372,373,479,557
形状因数 372
引发的抗剪力 379,380,381,382,387,392,404
条块底面 380,381,382
条块间 379,380,381,382,383,384,386,387,391,392,397
剪切模量 414,554
剪应变 412,554
抗剪强度，也见粘聚力，摩擦角 20,21,46,47,48,50,76,256,257,258,259,261,262,263,264,265,267,269,271,272,278,280,281,287,289,301,303,304,305,306,372,373,374,393,404
内摩擦角 256,257,262,263,267,277,278,280,281,291,334,335,336,337,338,342,332,370,371,372,373,402
粘聚力 *c* 356,371
有效粘聚力 *c'* 256,257,262,267,270,278,281,335,336,338,341,357,358,360,364,373,374,402
包线，见摩尔圆
方程 267,269,278,304,355,356,406
破坏准则：
最大主应力差，见破坏准则
最大主应力比，见破坏准则

criteria
formulation, 227-235
measurement, 236, 260
parameters, c', ϕ', 220, 227, 228, 229, 235, 238, 256, 260, 277, 284, 287, 289, 310, 320, 334, 339
theory, 217, 255
total cohesion, 302, 303, 304, 307, 315, 317, 323
total stress approach, 225, 237, 238
Shear strength tests, *see* Triaxial test
CD, consolidated-drained , *see* Triaxial test
CU, consolidated-undrained , *see* Triaxial test
UU, unconsolidated-undrained , *see* Triaxial test
Shear （ stress ） strength versus matric suction, 223, 224, 225, 229, 230, 234, 235, 240, 255, 258, 259, 284, 287, 291
failure envelope, 256, 290, 291, 293, 294
nonlinear envelope, 255, 257, 284, 285, 286, 288, 291, 296
Shrinkage test, 369, 380, 381, 382
procedure, 380
typical results, 369, 377, 382, 388
Shrinking soils, 12, 397

Slip surface, 6, 297, 310, 315, 320, 322, 323, 326, 331, 332, 333, 345
circular, 321, 322, 324, 325, 327, 332, 333, 336, 338, 342
composite, 321, 322, 324, 325, 327
critical, 320, 321, 322, 336, 337, 345
Slopes:
stability, 217, 247, 320, 321
stability at end-of-construction, *see* Stability analysis
Soil mechanics:
definition, 1
historical development, 16-18
Soil profiles, residual soils, 10

公式化 267-278
量测 278,306
参数 c'，ϕ' 259,267,268,269,270,271,272,275, 278,281,302,306,326,334,335,338,341,364, 377,394,399
理论 256,301
总粘聚力 355,356,357,361,371,373,381

总应力法 265,280,281
抗剪强度试验，见三轴试验
CD，固结排水，见三轴试验
CU，固结不排水，见三轴试验
UU，不固结不排水，见三轴试验

抗剪强度（剪应力）与基质吸力的关系 262,263, 264,270,271,276,277,281,299,304,305,335,338, 343,346
破坏包线（面） 302,334,335,337,339,342,346, 347
非线性包线（面） 301,302,335,336,337,339,346
收缩试验 434,448,449,451
方法 449
曲型结果 434,445,446,451,458
收缩土 13,468

滑动面 6,349,364,370,378,380,384,389,391,392, 405
圆弧滑动面 377,378,379,383,385,391,392,397, 400,403
复合滑动面 378,379,380,382,383
临界（危险）滑动面 377,378,379,397,404,405
边坡
稳定性 256,290,377
竣工期边坡稳定性，见稳定性分析

土力学
定义 1
历史发展 17,18,19,20
土剖面，残积土 11

Soil structure, 43, 44, 278, 285, 401
metastable structure, 348, 417, 430
microstructure, 10
stable structure, 430
Soil structure volume change, 350, 351
Soil suction, 39, 54, 64
components of, 65-66, 67
matric suction, *see* Matric suction
measurement of, 64-106
osmotic suction, *see* Osmotic suction
theory of, 64
total suction, *see* Total suction
Soil-structure interaction, 313
Soil-water characteristic curve, 45, 67, 74, 98, 111, 114, 115, 116, 124, 126, 128, 129, 130, 134, 136-138, 257, 341, 368, 369, 370, 371, 372, 375, 376, 377, 378, 381, 382, 386, 387, 388, 393
drying portion,136, 169
wetting portion,136, 169
Solubility:
of air in water,27,28,330
coefficient of , 28, 29
of gases in water, 28, 29
Specific gravity, 21, 33, 284, 366, 375, 378, 381, 392
Specific volume, 21
Squeezing technique, 63, 105, 106
osmotic suction measurement, 63
Stability analysis, 297, 320, 329, 333, 334, 336, 337, 344
Bishop simplified method, 330, 331, 332, 335
Corps of Engineers method, 330, 331, 332
General Limit Equilibrium, GLE method, 321, 324, 330, 331, 332, 343
incorporating negative pore-water pressures, 333-345, *see also* Total cohesion method
Janbu Simplified method, 330, 331, 332, 335
Janbu Generalized method, 330, 331, 332
Lowe-Karafiath method, 330, 331, 332

土结构 52,53,328,335,473,506
亚稳结构 408,491,508
微观结构 11
稳定结构 508
土结构的体积变化 410,411
土的吸力 47,64,66,78
土吸力的分量 78,79,80
基质吸力，见基质吸力 78-81
土吸力的量测 78-125
渗透（析）吸力，见渗透（析）吸力
土吸力的理论 78
总土吸力，见总吸力
土与结构物的相互作用 367
土-水特征曲线 55,81,91,116,132,134,135,136,137,147,149,151,152,157,158,160,161,162,303,401,433,434,435,438,442,443,444,446,455,456,457,458,464

干燥段 160,198
浸湿段 161,198
溶解度:
空气在水中的可溶性 32,389
可溶性系数 33
气体在水中的可溶性 33
比重 23,334,431,442,445,449,462

比容 22
挤液法 76,124,125
渗透（析）吸力量测 76
稳定分析 349,377,388,392,394,396,398,400,404

简化 Bishop 方法 388,389,390,395
陆军工程师团方法 390
总体极限平衡法（GLE 法） 379,382,390,391,403

结合负孔隙水压力稳定分析法，
也见总粘聚力法 392-405
简化 Janbu 方法 390,395
通用 Janbu 方法 390
Lowe-Karafiath 方法 390

Morgenstern-Price method, 330, 331, 332, 335
Ordinary method, 327, 330, 331, 332
Spencer method, 330, 331, 332
Stable structured soil, 361, 418, 432
State, 15
State variables:
deformation state variables, 15, 346, 348, 349, 350, 351, 353, 354, 358, 359, 456
stress state varibales, 15, 18, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 48, 51, 217, 218, 222, 223, 227, 228, 230, 233, 237, 238, 243, 256, 257, 259, 346, 347, 348, 349, 351, 352, 353, 354, 358, 359, 360, 361, 362, 364, 370, 371, 373, 377, 401, 406, 421, 424, 437, 456
Steady state air diffusion, 177
Steady state air flow, 118, 119, 175-177
one-dimensional, 175-176
two-dimensional, 176-177
Steady state seepage （ flow ）, 5, 150-177, 264, 265, 268, 329, 342
analyses, 150
heterogeneous anisotropic, 151,159, 173
heterogeneous isotropic, 151, 159, 174
homogeneous anisotropic, 151,160
homogeneous isotropic, 160
one-dimensional water flow, 152-158
three-dimensional water flow, 173-174
two-dimensional water flow, 159-173
Strain rate, 248, 249, 250, 251, 252, 281
consolidated drained, 249
constant water content, 249
drained shear, 248
direct shear, *see* Displacement rate
effect, 222, 228, 248, 249
triaxial, 222, 223, 248, 250, 251, 253, 284, 286, 287, 288
undrained shear, 248, 249, 250, 253, 282
unsaturated soils, 251

Morgenstern-Price 方法 390,395
普通方法 386,390
Spencer 方法 390
稳定结构土 425,492,509
状态 17
状态变量 17
变形状态变量 17,406,409,410,411,412,413,414,421,422,553
应力状态变量 17,18,46-62,256,258,262,265,267,268,273,279,281,285,300,302,305,406,407,408,409,413,414,415,416,422,423,424,425,427,429,436,437,438,439,445,472,476,479,493,496,498,506,509,553
稳态空气扩散 207
稳态空气流 137,140,205-207
一维 205,206
二维 206,207
稳态渗流 6,179-206,310,311,315,388,402
分析 178
非均质各向异性 179,187,189,203
非均质各向同性 179,189,204
均质各向异性 179,189
均质各向同性 189
一维水流 180-186
三维水流 203-205
二维水流 187-203
应变速率 292,293,294,295,297,298,330
固结排水 293
常含水量 293
排水剪切 290,292
直剪试验应变速率，见位移速率
应变速率影响 262,268,292,293
三轴试验 261,262,292,294,295,297,334,335,336,337,338,339,340
不排水剪切试验 290,292,294,332
非饱和土 295,297

Stress, *see also* Pressure
analysis, 38, 49
at a point, 54, 56
deviator, 51, 57, 59, 219, 222, 223, 226, 227, 231, 232, 238, 239, 241, 243, 244, 245, 246, 248, 249, 250, 255, 260, 263, 281, 284, 285, 286, 289, 297, 347
effective, *see* Effective stress
geostatic, 52
history, 52, 217, 225, 228, 250, 254, 298, 299, 301, 347, 397, 404
horizontal, 298, 299, 300, 305, 307
invariants, 49, 58, 59
lateral, 300
net normal, 43, 45, 46, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 62, 217, 222, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 239, 240, 242, 243, 244, 246, 248, 256, 257, 258, 259, 286, 290, 295, 296, 303, 307
normal, 42
overburden, 246, 298, 299, 302, 303, 305, 307, 308, 309, 329, 330, 400, 404, 405
paths, 49, 59, 60, 61, 62, 231, 238, 239, 240, 241, 242, 243, 244, 245, 246, 255, 288, 299, 309, 312, 313, 318, 347, 399, 400, 401, 404, 406, 407, 408
point, 49, 56, 59, 60, 221, 228, 231, 238, 239
point envelope, 231, 232, 233, 234, 235
point surface, 231
preconsolidation, *see* Preconsolidation pressure
principal :
intermediate, 58, 236
major, 56, 58, 231, 232, 236, 238, 239, 241, 244, 245, 303, 307, 402
minor, 58, 223, 231, 232, 236, 241, 303, 307, 402
princpial planes, 54, 57, 58, 59, 301

应力，也见压力
应力分析 46,62
点应力 66,69
偏应力（应力偏量）（主应力差） 68,69,72,259,261,262,266,267,275,280,282,283,286,287,288,289,293,294,300,306,309,330,335,336,337,340,349

有效应力，见有效应力
自重应力（地应力） 63
应力历史 63,256,265,268,295,298,351,352,354,407,468,475
水平应力 350,351,353,358,360
应力不变量 62,71,72
侧向应力 352
净法向（正）应力，法向（正）净应力 52,55,56,62,68,69,70,71,72,256,257,262,263,264,265,266,267,268,271,272,273,274,275,276,277,280,281,283,284,285,286287,289,290,291,302,303,304,305,335,336,337,341,342,348,357,361

法向（正）应力 62
覆盖应（压）力 289,350,351,352,356,357,358,361,362,363,388,389,471,476,477
应力路径 62,73,74,75,275,281,283,284,285,286,288,289,300,339,351,363,367,368,374,407,471,472,473,478,479

应力点 62,68,72,74,260,268,275,280,281,282,283,284

应力点包线 275,276,277
应力点包面 274,275
先期固结应力，见先期固结压力

主应力 69,265
中间主应力 69,71,278
大主应力 69,71,275,277,278,280,281,282,284,288,356,361,474
小主应力 69,71,262,275,277,278,284,287,356,361,474
主应面 66,67,71,355

principal stresses, 55, 226, 301, 329
shear, 42, 43, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 217, 218, 220, 223, 224, 225, 226, 227, 228, 229, 231, 232, 233, 234, 235, 236, 239, 240, 242, 243, 244, 245, 246, 247, 248, 256, 257, 258, 284, 286, 287, 292, 293, 294, 295, 296, 303, 307
state variables, *see* Stress state variables
total, 219, 225, 238, 240, 242, 243, 245, 247, 303, 323
total normal, 52, 54, 244, 245, 246, 298, 302, 352
vertical, 298, 303, 307
Stress history, *see* Stress
Stress path, *see* Stress
Stress point, *see* Stress
Stress state variables, *see* State variables
Stress-strain relationships:
elastic, 297, 298
plastic, 297
Structure of soil:
compacted soils, 225
dispersed, 225, 364
flocculated, 225, 364
Subgrade, 16
Suction, *see* Soil suction
Surface boundary conditions, 473, 475, 476
heat flow, 473
vapor flow, 473, 475
Surface tension, 21, 24, 25, 65, 67, 69, 81, 183, 263, 273
Swell, *see* Heave
Swelling, 46, 63, 361, 388, 402, 406, 419
compacted clays, 301, 408, 410
potential, 399, 404, 411
soils, 397, 401,404
Swell (or Swelling) index, 369, 375, 392, 393, 394, 398, 402, 404, 406, 407, 408, 410, 411, 413, 415
correlation to plasticity index, 399

主应力 66,67,265,355,388
剪应力 51,52,67,68,69,71,256,257,260,262,263, 264,265,266,267,268,270,271,272,273,274,276, 277,280,281,283,285,286,287,289,290,291,294, 301,302,303,304,335,337,338,339,342,344,345, 346,347,348,355,357,361

状态变量，见应力状态变量
总应力 259,265,280,282,284,285,288,290,356, 380
法向总应力 51,52,286,287,289,350, 356,413

竖向应力 350,355,362
应力历史，见应力
应力路径，见应力
应力点，见应力
应力状态变量，见状态变量
应力-应变关系
弹性 349,350
塑性 349
土的结构
压实土的结构 265
分散土的结构 265,429
蜂窝土的结构 265,429
路基（基床） 18
吸力，见土的吸力
地表边界条件 557,561,563
热流 557
汽流 557,561
表面张力 22,27,28,79,82,84,97,215,310,321

膨胀，见隆起（胀）
膨胀 56,76,425,458,474,478,493,
压实粘土膨胀 352,481,483
膨胀势 471,476,484
膨胀土 468,472,475
回弹指数，膨胀指数 435,441,462,464,469,475,476, 479,480,482,483,484,485,486,487,488,489,490

与塑性指数的关系 471

Swelling pressure, 7, 313, 374, 375, 389, 391, 400, 409, 415
corrected swelling pressure, 374, 384, 389, 390, 391, 403, 404, 405, 406, 407, 408, 409, 410, 411, 412, 413, 414
correction for sampling disturbance, 390-391, 400, 407
lateral, 403
profile, 410
relationship with earth pressure, 313, 407
uncorrected swelling pressure, 389, 390, 391, 407, 410, 411, 413, 414
Tangent pore pressure parameter, 185, 195, 196, 204-216. *See also* Pore pressure parameter
pore-air pressure, 186, 197
pore-water pressure, 186, 197
Tempe pressure cell, 126, 379
apparatus, 133-134
test procedure, 133-134
Tensiometers, 54, 67, 82, 83-80, 109, 125, 126, 127, 128, 129, 130, 131, 315, 334, 336, 338, 417
installation of, 338

Jet-fill, 86, 87
osmotic, 90-91
performance of, 88
Quick-draw, 88-90
servicing of, 84-87
scanning valve system, 90
small tip, 86-88, 417
Tension crack （ zone ）, 6, 305, 306, 308, 310, 311, 312, 315, 323, 325, 326, 332, 333
filled with water, 322, 323
Tension zone, 304, 305, 306, 310, 314, 322
depth, 304, 305, 306, 311, 314
Thermal conductivity, 95, 97, 474, 475
Thermal conductivity sensors, 54, 67, 104
AGWA-II, 97, 98, 99, 100

膨胀压力 8,368,441,442,460,461,472,481,482,483
校正的膨胀压力 441,453,460,461,462,475,477,478,479,480,481,482,483,484,485,486,487,488
取样扰动校正 460-461,472,479

侧（横）向膨胀压力 475
膨胀压力剖面 482,483
与土压力的关系 368,479
未校正的膨胀压力 459,460,462,479,482,484,487
切线孔隙压力系数，也见孔隙压力系数 217,230,232,242-254

切线孔隙-气压力系数 218,233
切线孔隙-水压力系数 218,233
Tempe 压力仪 149,157,447
仪器 157,158
试验方法 157,158
张力计 66,82,98,100,101,102,103,104,105,106,107,148,150,151,152,153,154,155,369,394,396,398
张力计的埋设 398

喷射注入型张力计 102,103
渗透张力计 107,108
张力计的操作 104
“快拔型”、张力计 104
张力计的维修 101,102
扫描阀系统张力计 106,107
小插头张力计 103,104,491
张裂缝（带） 7,76,360,363,364,365,366,369,379,383,384,391,392
充满水的张裂缝 379,380
张拉区 357,358,360,365,369,380
张拉区深度 357,358,360,365,369
热传导（热传导率） 110,114,115,559,560,561
热传导传感器 62,82,114,115,116,117,122
AGWA-II 型 114,115,116,117,119,122,123

calibration of, 97,
MCS 6000, 96, 97, 99
response times of, 99
theory of operation, 97
typical results, 99-104
Thermocouple psychrometer, *see* Psychrometer
Thornthwaite moisture index, 2, 408
Three-dimensional loading, 194-195, 199-200, 355, 358, 359
Time factor, *see* Consolidation
Time to failure, 295
Tortuosity, 111, 123, 474
Total cohesion intercept, 230
"Total cohesion" method, 333, 334, 344
Total heave, 397, 402, 408, 411, 413, 415, 416
factors affecting, 401-403
formulation of, 406, 407-408
prediction, 411, 413
theory of heave prediction, 406, 407
Total stress analysis, 317
Total suction, (*see also* Soil suction), 54, 63, 64, 65,
measurement, 63, 67, 70-80, 76, 80
Transient analysis, *see* Seepage
Triaxial test, 40, 51, 217, 219, 236, 237, 279, 284
consolidated drained, CD, 220, 221, 222, 223, 224, 225, 226, 229, 236, 237, 238, 239, 240, 251, 255, 263, 272, 280, 281, 283, 284, 285, 287, 288
consolidated undrained, CU, 220, 221, 222, 225, 236, 237, 240, 241, 251, 255, 263, 272, 281, 282, 285, 287
constant water content, CW, 220, 221, 222, 223, 229, 236, 237, 238, 239, 240, 241, 248, 249, 251, 255, 262, 263, 272, 278, 281, 282, 284, 285, 287, 288
drained, 226, 253, 266
equipment, 222, 223

热传导传感器的率定 116
MCS 6000 型 117
反应时间 117
工作原理 115
典型成果 117-124
热电偶干湿度湿度计，见干湿度湿度计
Thornthwaite 湿度指数 3,480
三维加荷 229,230,236,237,417,421,422

时间因数，见固结
破坏时间 346
绕曲（度） 131,145,559
总粘聚力截距 270
"总粘聚力"法 392,394,403
总隆起（胀）量 468,472,473,481,482,483,485,486,487,488,490
影响因素 472-475
公式计算 478,479,480
预测 484,485,486,487
隆起（胀）预测的理论 478,479
总应力分析 373,374
总吸力（也见土的吸力） 64,76,77,78,80

量测 76,78,80,85-97
瞬态分析，见渗流
三轴试验 48,60,256,260,278,279,329,337

固结排水，CD 259,260,261,262,263,264,265,266,269,278,279,280,282,284,292,295,299,310,311,320,330,338,332,334,336,338,339

固结不排水，CU 259,260,261,263,278,279,284,285,295,299,310,320,331,332,338,339

常含水量，CW 259,260,261,263,269,278,279,280,282,284,285,292,295,299,310,320,328,331,334,335,336,338,339

排水 266,298,313
仪器设备 260,261,262

loading, 197-199, 215-216, 346, 354, 355, 356, 359
measurement of pore pressures, 204-206, 212-216
unconfined compression, UC, 220, 225, 236, 237, 245, 246, 247, 251, 262, 278, 282, 284, 288
undrained, 219, 220, 227, 235, 236, 237, 243, 251, 266, 282, 284, 288, 289
Two-dimensional loading, *see* Plane strain; Plane stress

Ultimate bearing capacity, *see* Bearing capacity
Unconfined compression strength, 246, 247, 318
Unconfined compression test, 237
Unconsolidated undrained shear test, UU *see* Triaxial test
Uncoupled formulations, 440-472
anisotropic soil, 441
isotropic soil, 440
plane strain, 440
two-dimensional, 159, 440, 447
unsteady state seepage, 440
Undrained loading, 188-189, 238, 239, 260, 347, 349, 434
Undrained shear strength: 144, 244, 246, 247, 318, 319
use in bearing capacity analysis, 318
$\varphi = 0$ concept, 244
Uniaxial loading, 196-197, 354, 355, 356, 359
Uniqueness （*also* Nonuniqueness）, 287, 288, 346, 349, 351, 360, 361, 362, 363, 364
Unit weight, 21, 341
total, 52, 341
Unsaturated soil, 12, 13, 16, 21, 39, 42, 43, 44, 45, 46, 48, 49, 56, 63, 220, 222, 225, 230, 236, 237, 244, 246, 247, 248, 388
definition, 1, 30, 31, 349
permeability, 54

三轴试验加荷 233,234,235,236,252,253,254,407, 418,419,421,422
孔隙压力的量测 242,243,250,251,252

无侧限抗压试验， UC 260,265,278,279,288,289, 290,295,309,328,332,334,339,340,341

不排水三轴试验 259,260,267,278,279,284,285, 295,311,332,334,339,340,341
二维加荷，见平面应变；平面应力

极限承载力，见承载力
无侧限抗压强度 289,290

无侧限抗压试验 279
不固结不排水剪切试验， UU，见三轴试验

非耦合公式的构成 519-556
各向异性土 521
各向同性土 519,520
平面应变 519
二维 187,519,528
不稳定状态渗流 519
不排水加荷 221,222,223,279,280,306,406,409,511

不排水抗剪强度 169,287,289,290,374,375

在承载力分析中的应用 374
$\varphi = 0$ 概念 287
单轴加荷 232-234,418,419,422
唯一性（及非唯一性） 337,339,407,413,425, 426,427,428,429
重度 22,402
总重度 62,402
非饱和土 10,13,14,15,21,23,47,50,52,54,55,56,63,76, 259,261,262,265,270,278,279,287,288,289,291,458

定义 1,36,410
渗透性 66

strength, 218, 224, 225, 227
Unsaturated soil mechanics, 12, 15, 18, 19
definition, 13
Unsteady-state flow （or seepage）, 150, 440, 441, 442, 449
Unsupported excavations, 310, 313, 314, 315
effect of tension cracks, 314
Vegetation, 53, 54
Velocity head, *see* Head
Vertical excavations, 6, 311
near vertical excavations, 6
Virgin compression curve, 405
Viscosity, 23, 24
absolute, 23, 24
Void ratio, 32, 33, 34, 46, 228, 290, 291, 358
convergence, 384, 385
definition, 30, 35
typical values, 31
Void ratio constitutive surface, *see* Constitutive surfaces
Volume change, 8, 38, 39, 41, 46, 48, 49, 50, 62, 63, 187-189
analysis, 349
coefficient of, *see* Coefficient of volume change
measurement of, 274
prediction, 403
theory, 374, 401, 406, 418
Volume change indices, 374, 377, 378, 380, 381, 382, 384, 385, 392, 395, 397, 399, 401, 403, 406
determination, 395
measurement of, 374-396
typical values, 399
Volume-mass relations, 20, 29, 30, 32-33, 34, 35, 366
density, 32, 33
Volumetric coefficient of solubility, 29, 35, 36, 37, 122, 146, 180, 206, 277, 278

强度 256,263,264,267
非饱和土土力学 13,15,17,21,63
定义 13,15
非稳态流（或渗流） 177,519,520,521,522,528,530,542
无支撑的开挖 364,368,369
张裂缝影响 369
植被 66
速度头，见水头
竖直开挖 7,365
近似竖直开挖 7
原始压缩曲线 477
粘滞性 26,27,28
绝对粘滞性 26,27,28
孔隙比 35,38,39,40,56,268,342,421,444,449,
收敛 454,455
定义 35,41
典型数值 36
孔隙比本构面，见本构面

体积变化 9,46,49,50,55,58,59,60,76,219,220

分析 410
体积变化系数，见体积变化系数

量测 323,324
预测 477
理论 441,472,479,492
体积变化指数 441,445,446,449,450,451,453,454,455,462,465,468,470,473,475,478,479

确定 465
量测 441-467
典型数值 470
体积-质量关系 22,34,37,39,40

密度 37,38

体积可溶性（溶解）系数 33,41,43,144,145,172,210,246,327,328

Volumetric deformation coefficients, 346, 351, 358, 359, 360, 361, 365, 366, 367, 369, 370, 374
defined, 354
laboratory tests, 367-369
loading surface, 369-370
relationship between, 365-373
unloading surface, 369-370
for void ratio, 366-367
for water content, 366-367
Volumetric deformation index, 370, 371, 384
Volumetric deformation modulus, 361, 366
Volumetric modulus, 353
Volumetric pressure plate extractor, 379
apparatus, 134-135, 146
test procedure, 134-136
Volumetric specific heat, 474
Volumetric strain, 352, 353, 357, 361, 421, 461
definition, 351
Volumetric water content, *see* Water content
Water, density, 33
Water coefficient of permeability, 1 10-1 17, 127, 128, 130, 131, 133, 139, 143, 152, 153, 161, 164, 251, 252, 263, 264, 420, 427, 433, 435, 444, 449, 456, 463, 472

direct methods, 124-133
indirect methods, 124, 133-138
in situ field method, 130-133
in situ instantaneous profile method, 130-133
instantaneous profile method, 124, 127-130, 131
laboratory test, 124-130
measurement, 124-138
(and) matric suction relationship, 113, 114, 126, 341
steady state method, 124-127
(and) volumetric water content relationship, 113-117

体积变形系数 406,413,421,422,423,425,430,431, 432,433,435,441

定义 416
实验室试验 433-435
加荷面 435-436
体积变形系数之间的关系 430-440
卸荷面 435-436
对孔隙比的体积变形系数 430-432
对含水量的体积变形系数 430-432
体积变形指数 436,437,452
体积变形模量 425,431
体积模量 418
体积压力板仪 447
仪器设备 159,160,161,172,173
试验方法 159,160,161,162,163
体积比热 559
体积应变 412,413,420,421,422,425,495,553

定义 412
体积含水量，见含水量
水，密度 39
透水系数 130-137,147,150,154,155,157,165,169, 180,181,191,193,194,295,296,310,311,493,502, 511,512,513,525,528,537,544,556

直接测定方法 147-157
间接测定方法 147,157-163
原位现场测定方法 154-157
原位瞬时剖面方法 154-157
瞬时剖面测定法 147,150-154,155

实验室试验 147-154
量测 147-163
与基质吸力的关系 133,134,135,150,402

稳定状态法 147,148,149,150,151
与体积含水量关系 134-137

Water compressibility, *see* Compressibility of water
Water content, 46, 225, 239, 249, 290
coefficient, 376
definition, 30, 31-32
gravimetric, 32, 33, 34, 35, 120, 238, 358
volumetric, 30, 32, 33, 46, 110, 111, 113, 114, 116, 128, 129, 132, 133, 137, 151, 341, 474, 475
Water content constitutive surface, *see* Constitutive surfaces
Water content index, 371, 372, 376, 378
with respect to matric suction, 371
with respect to net normal stress, 371
Water table, 6, 54, 130, 152, 300, 301, 302, 304, 305, 311, 317, 320, 322, 334, 336, 338, 339, 340, 342, 343, 398, 408, 456, 461-471, 476
Water vapor, 26, 473
partial pressure of, 23, 27, 474
saturation pressure of, 23, 26, 27
vaporization curve, 26
Water volume change, 48, 266, 273, 281, 290, 350, 351, 352, 353, 361, 362, 423, 430, 463
coefficient, *see* Coefficient of water volume change
measurement, 265, 267, 273, 284, 362, 380
Water volume change versus matric suction, 252
Water volumetric modulus, 353, 361, 463
Wilting point, 404
Young's modulus, 352, 361, 364, 461
Zero air voids curve, 33
α parameter, 200-201, 216
ϕ^b angle, 223, 224, 227, 228, 229, 230, 231, 232, 233, 234, 235, 238, 240, 242, 244, 247, 256, 257, 258, 259, 260, 284, 285, 286, 287, 288, 290, 291, 293, 294, 302, 310, 313, 317, 318, 319, 323, 325, 334,

水的压缩性，见水的压缩性

含水量 36,37,38,39,265,281,293,342
系数 443
定义 37
重力含水量 37,38,39,41,143,282
体积含水量 37,38,39,55,130,134,135,136,137,138,152,153,155,156,162,179,401,560

含水量本构面，见本构面

含水量指数 436,437,438,443,446
对基质吸力而言 436
对净法向应力而言 436
地下水位 7,66,152,179,353,354,355,359,360,366,367,369,373,377,378,380,393,396,399,400,402,403,404,469,481,537,542-552,563

水蒸气 30,557,561
水蒸气的分压 25,30,31
水蒸气的饱和压力 25,30
气化曲线 30
水的体积变化 58,312,317,321,324,342,411,412,413,415,426,427,497,508,555

水的体积变化系数：见水体积变化系数

量测 312,314,317,321,322,323,334,426,449
水的体积变化与基质吸力关系 296

水体积模量 415,425,555
凋零点 476
杨氏模量 413,425,429,554
零空气含量曲线 38
α 参数 237,238,253,255
ϕ^b 角 263,264,267,268,269,270,271,272,273,274,282,283,285,286,287,289,291,301,302,303,304,305,306,334,335,336,337,338,340,343,346,347,355,356,357,358,360,362,363,374,375,376,377,378,380,381,382,383,391,393,396,399,400

335, 336, 339, 340
χ parameter, 40, 41, 258, 259
χ参数 48,49,304,305

参考文献

Y. M. Abelev, "The Stabilization of Foundations of Structures on Loess Soils," *Proc. of the Fourth Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* (London), vol. I, 1967, pp. 259–263.

G. D. Aitchison, "The Strength of Quasi-Saturated and Unsaturated Soils in Relation to the Pressure Deficiency in the Pore Water," in *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (London), 1959, pp. 135–139.

G. D. Aitchison, "Relationship of Moisture and Effective Stress Functions in Unsaturated Soils," in *Pore Pressure and Suction in Soils Conf.*, organized by British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. at Inst. Civil Eng. London, England: Butterworths, 1961, pp. 47–52.

G. D. Aitchison, "Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils," Statement of the Review Panel, Ed., published in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, A Symp.-in-print (Australia), Butterworths, 1964, pp. 7–21.

G. D. Aitchison, Ed., *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print*, G. D. Aitchison, Ed. Australia: Butterworths, 1965, 278 pp.

G. D. Aitchison, "Soil Properties, Shear Strength, and Consolidation," in *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal, Canada), vol. 3, 1965, pp. 318–321.

G. D. Aitchison, "Separate Roles of Site Investigation, Quantification of Soil Properties, and Selection of Operational Environment in the Determination of Foundation Design on Expansive Soils," in *Proc. 3rd Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Haifa, Israel), vol. 3, 1967, pp. 72–77.

G. D. Aitchison, "The Quantitative Description of the Stress-Deformation Behavior of Expansive Soils—Preface to Set of Papers," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol. 2, 1973, pp. 79–82.

G. D. Aitchison and I. B. Donald, "Effective Stresses in Unsaturated Soils," in *Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. Soil Mech.*, 1956, pp. 192–199.

G. D. Aitchison and R. Martin, "A Membrane Oedometer for Complex Stress-Path Studies in Expansive Clays," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol. 2, 1973, pp. 83–88.

G. D. Aitchison and J. A. Woodburn, "Soil Suction in Foundation Design," in *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Mexico), vol. 2, 1969, pp. 1–8.

G. D. Aitchison, P. Peter, and R. Martin, "The Instability Indices I_{pm} and I_{p} in Expansive Soils," in *Proc 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol. 2, 1973, pp. 101–104.

S. Al-Khafaf and R. J. Hanks, "Evaluation of the Filter Paper Method for Estimating Soil Water Potential," *Soil Sci.*, vol. 117, pp. 194–199, 1974.

E. E. Alonso and A. Lloret, "Behaviour of Partially Saturated Soil in Undrained Loading and Step by Step Embankment Construction," in *Proc. IUTAM Conf. Deformation and Failure of Granular Mater.* (Delft, The Netherlands), 1982, pp. 173–180.

M. G. Anderson, "Prediction of Soil Suction for Slopes in Hong Kong," Geotech. Control Office, Eng. Development Dep., Hong Kong, GCO Publ. No. 1/84, 243 pp., 1983.

M. Anderson and T. Burt, "Automatic Monitoring of Soil Moisture Conditions in A Hillslope Spur and Hollow," *J. Hydro.*, vol. 33, pp. 27–36, 1977.

A. Arbhabhirama and C. Kridakorn, "Steady Downward Flow to a Water Table," *Water Resources Res.*, vol. 4, 1968.

ASTM, *ASTM Metric Practice Guide*, 2nd ed., 46 pp., 1966.

ASTM, "Standard Test Method for Capillary-Moisture Relationships for Coarse and Medium Textured Soils by Porous-Plate Apparatus," ASTM D-2325-68- (1981), *1985 Annual Book of ASTM Standards*, vol. 4, no. 8, pp. 363–369, 1985.

ASTM D2325-68, "Standard Test Method for Capillary-Moisture Relationships for Coarse and Medium Textured Soils by Porous Plate Apparatus," *1985 Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones*, ASTM, Philadelphia, PA, 1981.

ASTM D2435, "Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils," *1985 Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones*, sect. 4, ASTM, Philadelphia, PA, 1985.

ASTM D427, "Standard Test Method for Shrinkage Factors of Soils," *1985 Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock; Building Stones*, sect. 4, ASTM, Philadelphia, PA, 1985.

ASTM D4546, "Standard Test Method for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils," *1986 Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, Soil and Rock, Building Stones*, ASTM, Philadelphia, PA, 1986.

S. F. Averjanov, "About Permeability of Subsurface Soils in Case of Incomplete Saturation," *Eng. Collect.*, vol. 7, 1950.

W. A. Bailey, "The Effect of Salt Content on the Consolidation

Behavior of Saturated Remoulded Clays," U.S. Corps of Army Eng., Waterways Experimental Station, Vicksburg, MS, Contract Report 3-101, 1965.

S. L. Barbour, "Osmotic Flow and Volume Change in Clay Soils." Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, Saskatoon, SK, Canada, 1987.

S. L. Barbour and D. G. Fredlund, "Mechanics of Osmotic Flow and Volume Change in Clay Soils," *Can. Geot. Journ.*, vol. 26, pp. 551-562, 1989.

S. L. Barbour and D. G. Fredlund, "Physico-chemical State Variables for Clay Soils," *Proc. of the XII Int. Conf. on Soil Mech. and Fdtn Eng.* (Rio de Janeiro, Brazil), 1989, pp. 1839-1843.

S. L. Barbour, D. G. Fredlund, J. K-M. Gan, and G. W. Wilson, "Prediction of Moisture Movement in Highway Subgrade Soils," *Proc of the Can. Geot. Conf.* (Toronto), October 26-28, 1992, pp. 41A.1-41A.13.

S. L. Barbour, D. G. Fredlund, and D. E. Pufahl, "The Osmotic Role in the Behavior of Swelling Clay Soils," *NATO Advanced Research Workshop* (Korfu, Greece), July 1-6, 1991, pp. 97-139.

L. Barden, "Consolidation of Compacted and Unsaturated Clays," *Geotechnique*, vol. 15, no. 3, pp. 267-286, 1965.

L. Barden, "Consolidation of Clays Compacted 'Dry' and 'Wet' of Optimum Water Content," *Geotechnique*, vol. 24, no. 4, pp. 605-625, 1974.

L. Barden and G. Pavlakis, "Air and Water Permeability of Compacted Unsaturated Cohesive Soil," *J. Soil Sci.*, vol. 22, no. 3, pp. 302-317, 1971.

L. Barden and G. R. Sides, "The Diffusion of Air Through the Pore Water of Soils," in *Proc. 3rd Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Israel), vol. 1, 1967, pp. 135-138.

L. Barden and G. R. Sides, "Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 96, pp. 1171-1200, July 1970.

L. Barden, A. O. Madedor, and G. R. Sides, "Volume Change Characteristics of Unsaturated Clay," *ASCE J. Soil Mech. Found. Div.*, vol. 95, SM1, pp. 33-52, 1969.

L. Barden, A. O. Madedor, and G. R. Sides, "The Flow of Air and Water in Partly Saturated Clay Soil," presented at the Int. Symp. Fundamentals of Transport Phenomena in Flow Through Porous Media, Haifa, Israel, 1969.

F. B. J. Barends, "The Compressibility of an Air-Water Mixture in a Porous Medium," *Igm-Mededelingen*, publ. by the Delft Soil Mech. Lab., The Netherlands, part 20, no. 1, pp. 49-66, May 1979.

N. S. Beal, "Direct Determination of Linear Dimension Versus Moisture Content Relationship in Expansive Clays," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils* (Adelaide, Australia), 1984, pp. 62-66.

J. Bear, *Hydraulic of Groundwater*. New York: McGraw-Hill (McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Eng.), 1979, 567 pp.

W. Bernatzik, "The Determination of the Capillary Rise in Sand by Means of Prism Pressure Test," in *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam, The Netherlands), vol. 5, 1948, p. 28.

M. A. Biot, "General Theory of Three-Dimensional Consolidation," *J. Appl. Phys.*, vol. 12, no. 2, pp. 155-164, 1941.

M. A. Biot, "Theory of Elasticity and Consolidation for a Porous Anisotropic Solid," *J. Appl. Phys.*, vol. 26, no. 2, pp. 182-185, 1955.

A. W. Bishop, "The Use of Pore Pressure Coefficients in Practice," *Geotechnique*, vol. 4, no. 4, pp. 148-152, 1954.

A. W. Bishop, "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes," *Geotechnique*, vol. 5, pp. 7-17, 1955.

A. W. Bishop, "Some Factors Controlling the Pore Pressures Set Up During the Construction of Earth Dams," in *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris, France), vol. 2, 1957, pp. 294-300.

A. W. Bishop, "The Principle of Effective Stress," lecture delivered in Oslo, Norway, in 1955; published in *Teknisk Ukeblad*, vol. 106, no. 39, pp. 859-863, 1959.

A. W. Bishop, "The Measurement of Pore Pressure in Triaxial Test," in *Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils*. London: Butterworths, 1960, pp. 38-46.

A. W. Bishop, "Discussion on General Principles and Laboratory Measurements," in *Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils*. London: Butterworths, 1961, pp. 63-66.

A. W. Bishop, "The Measurement of Pore Pressure in the Triaxial Test," in *Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils*. London: Butterworths, 1961, pp. 38-46.

A. W. Bishop, "Pore Pressure Measurements in the Field and in the Laboratory," in *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Specialty Sessions* (Mexico), 1969, pp. 427-441.

A. W. Bishop, "Test Requirements of Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest," *Proc. of the Conf. on Earth Pressure Problems* (Brussels), vol. I, 1985, pp. 2-14.

A. W. Bishop and G. E. Blight, "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Unsaturated Soils," *Geotechnique*, vol. 13, no. 3, pp. 177-197, 1963.

A. W. Bishop and I. B. Donald, "The Experimental Study of Partly Saturated Soil in the Triaxial Apparatus," in *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris, France), vol. 1, 1961, pp. 13-21.

A. W. Bishop and A. K. G. Eldin, "Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Shear Strength," *Geotechnique*, vol. 2, pp. 13-32, 1950.

A. W. Bishop and R. E. Gibson, "The Influence of the Provisions for Boundary Drainage on Strength and Consolidation Characteristics of Soils Measured in the Triaxial Apparatus," in *Laboratory Shear Testing of Soils*, ASTM, STP No. 361, pp. 435-458, 1963.

A. W. Bishop and D. J. Henkel, *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, 2nd ed. London, England: Edward Arnold, 1962, 227 pp.

A. W. Bishop and N. R. Morgenstern, "Stability Coefficients for Earth Slopes," *Geotechnique*, vol. 10, no. 4, pp. 129-147, Dec. 1960.

A. W. Bishop, I. Alpan, G. E. Blight, and I. B. Donald, "Factors Controlling the Shear Strength of Partly Saturated Cohesive Soils," in *ASCE Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils* (Univ. of Colorado, Boulder), 1960, pp. 503-532.

D. K. Black and K. L. Lee, "Saturating Laboratory Samples by Back Pressure," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 99, SM1, pp. 75-95, 1973.

W. P. M. Black and D. Croney, "Pore Water Pressure and Moisture Content Studies Under Experimental Pavements," in *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 2, 1957, pp. 94-103.

W. P. M. Black, D. Croney, and J. C. Jacobs, "Field Studies of the Movement of Soil Moisture," *Tech. Paper*, Road Research Board, no. 41, H.M.S.O., London, 1959

G. E. Blight, "Strength and Consolidation Characteristics of Compacted Soils," Ph D. dissertation, Univ. of London, London, England, 217 pp., 1961.

G. E Blight, "A Study of Effective Stresses for Volume Change," in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print*, G. D. Aitchison, Ed. Australia: Butterworths, 1965, pp. 259-269

G. E. Blight, "Strength Characteristics of Desiccated Clays," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 92, SM6, pp. 19-37, 1966.

G. E. Blight, "Effective Stress Evaluation for Unsaturated Soils," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 93, SM2, pp. 125-148, 1967.

G. E. Blight, "Flow of Air through Soils," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol 97, SM4, pp. 607-624, 1971.

G. E. Blight, "The Mechanics of Unsaturated Soils," notes for a series of lectures delivered as part of Course 270C at the Univ. of California, Berkeley, 1980.

M. E. Bloodworth and J. B. Page, "Use of Thermistor for the Measurement of Soil Moisture and Temperature," *Soil Sci. Soc. of Amer. Proc.*, vol. 21, pp. 11-15, 1957.

K. A. Bocking and D. G. Fredlund, "Use of the Osmotic Tensiometer to Measure Negative Pore Water Pressure," *Geotech. Testing J., GTJODJ*, vol. 2, no. 1, pp. 3-10, Mar. 1979.

K. A. Bocking and D. G. Fredlund, "Limitations of the Axis Translation Technique," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils*, Denver, CO, pp. 117-135, June 1980.

G. H. Bolt and R. D. Miller, "Calculation of Total and Component Potentials of Water in Soil," *Amer. Geophys. Union Transportation*, vol. 39, pp. 917-928, 1958.

V. Boulichev, "Apparatus for Testing Compressibility and Capillary Properties of Soils," in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 2, 1936, pp. 37-38.

I. J. A. Brackley, "Partial Collapse in Unsaturated Expansive Clay," in *Proc. 5th Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (South Africa), 1971, pp. 23-30.

E. W. Brand, "Analysis and Design in Residual Soils," in *Proc. ASCE Specialty Conf. Eng. and Construction in Tropical and Residual Soils* (Honolulu, HI), 1982, pp. 89-143.

E. W. Brand, "Geotechnical Engineering in Tropical Residual Soils," in *Proc. 1st Int. Conf. Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils* (Brasilia, Brazil), vol. 3, Feb. 1985, pp. 23-91.

B. B. Broms, "Effect of Degree of Saturation on Bearing Capacity of Flexible Pavements," presented at the 43rd Annual Meeting of the Committee on Flexible Pavement Design, Ithaca, NY, 1965.

E. W. Brooker and H. O. Ireland, "Earth Pressures at Rest Related to Stress History," *Can. Geotech. J.*, vol. 2, no. 1, pp. 1-15, 1965.

R. H. Brooks and A. T. Corey, "Hydraulic Properties of Porous Media," Colorado State Univ. Hydrol. Paper, No. 3, 27 pp., Mar. 1964.

R. H. Brooks and A. T. Corey, "Properties of Porous Media Affecting Fluid Flow," *J. Irrigation and Drainage Div.*, ASCE IR 2, vol. 92, pp 61-88, 1966.

R. W. Brown, "Measurement of Water Potential with Thermocouple Psychrometers: Construction and Applications," U.S.D.A. Forest Service Res. Paper INT-80, 27 pp., 1970.

R. W. Brown and D. L. Bartos, "A Calibration Model for Screen-Caged Peltier Thermocouple Psychrometers," U.S. Dept. Agriculture, Research Paper INT-293, July 1982

R. W. Brown and J. M. Collins, "A Screen-Caged Thermocouple Psychrometer and Calibration Chamber for Measurements of Plant and Soil Water Potential," *Agron. J.*, vol. 72, pp. 851-854, 1980.

E. Buckingham, "Studies of The Movement of Soil Moisture," *U.S.D.A. Bur. of Soils, Bulletin No. 38*, 1907.

N. T. Burdine, "Relative Permeability Calculations from Pore-Size Distribution Data," *Trans. AIME*, 1952.

J. B. Burland, "Effective Stresses in Partly Saturated Soils," discussion of "Some Aspects of Effective Stress in Saturated and Partly Saturated Soils," by G. E. Blight and A. W. Bishop, *Geotechnique*, vol. 14, pp. 65-68, Feb. 1964.

J. B. Burland, "Some Aspects of the Mechanical Behavior of Partly Saturated Soils," in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in the Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print*, G. D. Aitchison, Ed. Australia: Butterworths, 1965, pp. 270-278.

G. S. Campbell and W. H. Gardner, "Psychrometric Measurement of Soil Potential: Temperature and Bulk Density Effects," *Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 35, pp. 8-12, 1971.

J. D. Campbell, "Pore Pressures and Volume Changes in Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Univ. of Illinois at Urbana-Champaign, 104 pp., 1973.

Canada Department of Agriculture, "Glossary of Terms in Soil Science," Publication No. 1459, published by Research Branch, Canada Dept. of Agric., Ottawa, Canada, 1976, 44 pp.

Canadian Geotechnical Society, *Canadian Foundation Engineering Manual*, 2nd ed., G. G. Meyerhof and B. H. Fellenius, Eds., 1985, 456 pp.

H. S. Carslaw and J. C. Jaeger, *Conduction of Heat in Solids*, 2nd ed. Oxford: Clarendon, 1959, 510 pp.

A. Casagrande, "The Determination of the Preconsolidation Load and Its Practical Significance," Discussion D-34, in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge, MA), vol. 3, 1936, pp. 60-64.

A. Casagrande, "Seepage Through Dams," *J. New England Water Works*, vol. 51, no. 2, pp. 295-336, 1937.

A. Casagrande and R. C. Hirschfeld, "Stress-Deformation and Strength Characteristics of Clay Compacted to a Constant Dry Unit Weight," in *Proc. Res. Conf. Strength of Cohesive Soils* (ASCE, Boulder, CO), 1960, pp. 359-417.

L. Casagrande, "Electro-Osmotic Stabilization of Soils," *Boston Soc. Civ. Eng., Contributions to Soil Mech., 1941-1953*, pp. 285-317, 1952.

D. K. Cassel and A. Klute, "Water Potential: Tensiometry," in *Methods of Soil Analysis, Part 1, Physical and Mineralogical Methods*, 2nd ed., A. Klute, Ed., Amer. Soc. of Agronomy, Soil Sci. Soc. of Amer., Madison, WI, 1986.

H. R. Cedergren, *Seepage Drainage and Flow Nets*. New York: Wiley, 1989, 465 pp.

R. J. Chandler and C. I. Gutierrez, "The Filter-Paper Method of Suction Measurement," *Geotechnique*, vol. 36, pp. 265-268, 1986.

C. S. Chang, C. W. Adegoke, and E. T. Selig, "GEOTRACK Model for Railroad Track Performance," *J. Geotech. Eng. Div.* (ASCE), vol. 106, no. GT11, pp. 1201–1218, 1980.

K. Chantawarangul, "Comparative Study of Different Procedures to Evaluate Effective Stress Strength Parameters for Partially Saturated Soils," M. Sc. thesis, Asia Inst. of Tech., Bangkok, Thailand, 1983.

P. K. Chattopadhyay, "Residual Shear Strength of Some Pure Clay Minerals," Ph.D. dissertation, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada, 1972, 340 pp.

F. H. Chen, *Foundations on Expansive Soils*, 1st ed. New York: Elsevier, 1975, 280 pp.

F. H. Chen, *Foundations on Expansive Soils*, 2nd ed. Amsterdam: Elsevier, 1988, 463 pp.

F. H. Chen and D. Huang, "Lateral Expansion Pressure on Basement Walls," *Proc. of the 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), vol. 1, Dec. 1–4, 1987, pp. 55–60.

E. C. Childs, *An Introduction to the Physical Basis of Soil Water Phenomena*. London: Wiley-Interscience, 1969, 493 pp.

E. C. Childs and N. Collis-George, "Soil Geometry and Soil-Water Equilibria," *Faraday Soc.* (Discussion), no. 3, pp. 78–85, 1948.

E. C. Childs and N. Collis-George, "The Permeability of Porous Materials," *Proc. Royal Soc.*, vol. 201A, pp. 392–405, 1950.

R. K. H. Ching, "A Theoretical Examination and Practical Applications of the Limit Equilibrium Methods to Slope Stability Problems," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1981, 427 pp.

R. K. H. Ching and D. G. Fredlund, "Some Difficulties Associated with the Limit Equilibrium Method of Slices," *Can. Geotech. J.*, vol. 20, no. 4, pp. 661–672, 1983.

R. K. H. Ching and D. G. Fredlund, "A Small Saskatchewan Town Copes with Swelling Clay Problems," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils*, May 1984, pp. 306–310.

R. K. H. Ching, J. Sweeney, and D. G. Fredlund, "Increase in Factor of Safety Due to Soil Suction for Two Hong Kong Slopes," in *Proc. 4th Int. Symp. Landslides*, Toronto, Ont., Canada, vol. 1, Sept. 1984, pp. 617–623.

P. C. Chou and N. J. Pagano, *Elasticity*. Toronto: Van Nostrand, 1967, 290 pp.

R. N. Chowdhury, "A Reassessment of Limit Equilibrium concepts in Geotechnique," in *Proc. Symp. Limit Equilibrium, Plasticity, and Generalized Stress Strain Applications in Geotech. Eng.*, ASCE, 1980 Annu. Conv., Hollywood, FL, 1980.

T. F. Christie, "Secondary Compression Effects During One-Dimensional Consolidation Tests," in *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal, Canada), vol. 1, 1965, pp. 198–202.

A. W. Clifton, R. Yoshida, D. G. Fredlund, and R. W. Chursinoff, "Performance of Darke Hall, Regina, Canada, Constructed on a Highly Swelling Clay," *Proc. of the 5th Int. Conf. on Expansive Soils*, May 21–23 (Adelaide, Australia), 1984, pp. 197–201.

M. B. Clisby, "An Investigation of the Volumetric Fluctuation of Active Clay Soils," Ph.D. dissertation, Univ. of Texas, Austin, 1962, 108 pp.

D. M. Cole, "A Technique for Measuring Radial Deformation During Repeated Load Triaxial Testing," *Can. Geotech. J.*, vol. 15, pp. 426–429, 1978.

J. D. Coleman, "Stress/Strain Relations for Partly Saturated Soils," *Geotechnique* (Correspondence), vol. 12, no. 4, pp. 348–350, 1962.

A. T. Corey, "The Interrelation between Gas and Oil Relative Permeabilities," *Producer's Monthly*, vol. 19, no. 1, 1954.

A. T. Corey, "Measurement of Water and Air Permeability in Unsaturated Soil," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 21, no. 1, pp. 7–10, 1957.

A. T. Corey, "Mechanics of Heterogeneous Fluids in Porous Media," Water Resources Publ., Fort Collins, CO, 259 pp., 1977.

A. T. Corey and W. D. Kemper, "Concept of Total Potential in Water and Its Limitations," *Soil Sci.*, vol. 91, no. 5, pp. 299–305, May 1961.

A. T. Corey, R. O. Slayter, and W. D. Kemper, "Comparative Terminologies for Water in the Soil-Plant-Atmosphere System," in *Irrigation in Agricultural Soils*, R. M. Hagan *et al.*, Eds., Amer. Soc. Agron., Mono. No. 11, ch. 22, 1967.

D. W. Cox, "Volume Change of Compacted Clay Till," *in Proc. ICE Conf. Clay Tills*, 1978, pp. 79–86.

M. C. Crilly, R. M. C. Driscoll, and R. J. Chandler, "Seasonal Ground and Water Movement Observations from an Expansive Clay Site in the UK," Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils, (Dallas, TX), Aug. 3–5, vol. 1, pp. 313–318, 1992.

D. Croney, "The Movement and Distribution of Water in Soils," *Geotechnique*, vol. 3, pp. 1–16, 1952.

D. Croney and J. D. Coleman, "Soil Thermodynamics Applied to the Movement of Moisture in Road Foundations," in *Proc. 7th Int. Cong. Appl. Mech.*, vol. 3, 1948, pp. 163–177.

D. Croney and J. D. Coleman, "Soil Structure in Relation to Soil Suction (pF)," *J. Soil Sci.*, vol. 5, no. 1, pp. 75–84, 1954.

D. Croney and J. D. Coleman, "Pore Pressure and Suction in Soil," in *Proc. Conf. Pore Pressure and Suction in Soils*. London: Butterworths, 1961, pp. 31–37.

D. Croney, J. D. Coleman, and W. A. Lewis, "Calculation of the Moisture Distribution Beneath Structures," *Cov. Eng. L.*, vol. 45, pp. 524, 1950.

D. Croney, J. D. Coleman, and W. P. M. Black, "Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance," *Water and Its Conduction in Soils*, Highway Res. Board, Special Report, Washington, DC, no. 40, pp. 226–252, 1958.

D. Croney, J. D. Coleman, and P. M. Bridge, "The Suction of Moisture Held in Soils and Other Porous Materials," *Tech. Paper*, Road Research Board, no. 24, H.M.S.O., London, 1952.

A. A. Curtis and C. D. Johnston, "Monitoring Unsaturated Soil Water Conditions in Groundwater Recharge Studies," in *Proc. Int. Conf. Measurement of Soil and Plant Water Status* (Utah State Univ., Logan), vol. 1, 1987, pp. 267–274.

V. Dakshanamurthy, V. "A Stress-Controlled Study of Swelling Characteristics of Compacted Expansive Clays," *Geotech. Testing J., GTJODJ*, vol. 2, no. 1, pp. 57–60, Mar. 1979.

V. Dakshanamurthy, V. and D. G. Fredlund, "Moisture and Air Flow in an Unsaturated Soil," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils*, ASCE, vol. 1, 1980, pp. 514–532.

V. Dakshanamurthy and D. G. Fredlund, "Transient Flow Processes in Unsaturated Soils (Temperature, Relative Humidity, Evaporation and Infiltration)," CD-16.4 Transportation

and Geotechnical Group, Univ. of Saskatchewan. Saskatoon, Sask., Canada, 1981, 92 pp

V Dakshanamurthy, V., D. G. Fredlund, and H. Rahardjo, "Coupled Three-Dimensional Consolidation Theory of Unsaturated Porous Media," *Preprint of Papers: 5th Int. Conf. Expansive Soils* (Adelaide, South Australia), Institute of Engineers, Australia, May 1984, pp. 99–104.

F. N. Dalton, "Development of Time-Domain Reflectometry for Measuring Soil Water Content and Bulk Soil Electrical Conductivity," published in *Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice*, SSSA Special Publication no. 30, Soil Science Society of America. Madison, WI, 1992, pp. 143–168.

D. E. Daniel, "Permeability Test for Unsaturated Soil," *Geotech. Testing J.* (ASTM), vol. 6, no. 2, pp. 81–86, 1983.

D. E. Daniel, J. M. Hamilton, and R. E. Olson, "Suitability of Thermocouple Psychrometers for Studying Moisture Movement in Unsaturated Soils," in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, eds., ASTM 1981, pp. 84–100.

H. Darcy, *Histoire Des Foundataines Publique de Dijon*. Paris: Dalmont, 1856, pp. 590–594.

J. M. Davidson, L. R. Stone, D. R. Nielsen, and M. E. Larue, "Field Measurement and Use of Soil-Water Properties," *Water Resources Res.*, vol. 5, pp. 1312–1321, 1969.

J. T. Davies and E. K. Rideal, *Interfacial Phenomena*, 2nd ed New York: Academic, 1963, 747 pp.

C. M. A. de Bruijn, "Swelling Characteristics of a Transported Soil Profile at Leeuhof Vereeniging (Transvaal)," in *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng* , vol. 1, 1961, pp. 43–49.

C. M. A. de Bruijn, "Some Observations on Soil Moisture Conditions Beneath and Adjacent to Tarred Roads and Other Surface Treatments in South Africa," in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print*, G. D. Aitchison, Ed. Australia: Butterworths, 1965, pp. 135–142.

D. A. de Vries, "Thermal Properties of Soils," in *The Physics of Plant Environment*, W. R. Van Wijk, Ed. Amsterdam: North-Holland, 1963, p. 382.

D. A. de Vries, "Heat Transfer in Soils," in *Heat and Mass Transfer in the Biosphere I. Transfer Processes in Plant Environment*. Washington, DC: Scripta, 1975, pp. 5–28.

D. U. Deere and F. D. Patton, "Slope Stability in Residual Soils," in *Proc. 4th Pan-Am Conf. Soil Mechanics Found. Eng.* (San Juan, Puerto Rico), vol. 1, 1971, pp. 87–170.

B. V. Derjaguin, "Recent Research into the Properties of Water in Thin Films and in Micro-Capillaries," in *Proc. Soc. for Experimental Biology Symp., XIX, The State and Movement of Water in Living Organisms*. London: Cambridge Univ. Press, 1965.

C. S. Desai, "Finite Element Methods for Flow in Porous Media," in *Finite Elements in Fluids*. New York: Wiley, 1975.

C. S. Desai, "Finite Element Residual Schemes for Unconfined Flow," *Int. J. Numer. Methods Eng.*, vol. 10, pp 1415–1418, 1975.

C. S. Desai and J. F. Abel, *Introduction to the Finite Element Method; A Numerical Method for Engineering Analysis*. New York: Van Nostrand Reinhold, 1972, 477 pp.

C. S. Desai and J. T. Christian, *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. New York: McGraw-Hill, 1977, 783 pp.

C. S. Desai and W. C. Sherman, "Unconfined Transient Seepage in Sloping Banks," *Proc. ASCE, J. Soil Mech. Found. Eng Div.*, vol. 97, Soil Mech. 2, pp. 357–373, 1971.

I. B. Donald, "Shear Strength Measurements in Unsaturated Non-Cohesive Soils with Negative Pore Pressures," in *Proc. 2nd Australia–New Zealand Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Christchurch, New Zealand), 1956, pp. 200–205.

I. B. Donald, "The Mechanical Properties of Saturated and Partly Saturated Soils with Special Reference to Negative Pore Water Pressure," Ph.D. dissertation, Univ. of London, London, England, 1961.

I. B. Donald, "Effective Stress Parameters in Unsaturated Soils," in *Proc. 4th Australia–New Zealand Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Adelaide, South Australia), 1963, pp. 41–46.

N. E. Dorsey, *Properties of Ordinary Water-Substances*, Amer Chemical Soc., Mono. Series. New York: Reinhold, 1940, 673 pp.

H. E. Dregne, *Soils in Arid Regions* New York: American Elsevier, 1976, 5 pp.

E. Drumright, "Shear Strength for Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Univ. of Colorado, Fort Collins, 1987.

C. S Dunn, "Developments in the Design of Triaxial Equipment for Testing Compacted Soils," in *Proc. Symp. Economic Use of Soil Testing in Site Investigation* (Birmingham, AL), vol. 3, 1965, pp. 19–25.

T. B. Edil, S. E. Motan, and F. X. Toha, "Mechanical Behavior and Testing Methods of Unsaturated Soils," in *Laboratory Shear Strength of Soil*, ASTM STP No. 740, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., 1981, pp. 114–129.

N. E. Edlefsen and A. B. C. Anderson, "Thermodynamics of Soil Moisture," *Hilgardia*, vol. 15, p. 31–298, 1943.

D. E. Elrick and D. H. Bowman, "Improved Apparatus for Soil Moisture Flow Measurements," *Proc. Soil Sci. Soc Amer.*, vol. 28, pp. 450–453, 1964.

A. Elzeftawy and K. Cartwright, "Evaluating the Saturated and Unsaturated Hydraulic Conductivity of Soils," in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. D. Riggs, Eds., Amer. Soc. Testing and Materials, 1981, pp. 168–181.

V. Escario, "Swelling of Soils in Contact with Water at a Negative Pressure," in *Proc. 2nd Int. Conf. Expansive Soils* (Texas A & M Univ., College Station), 1969, pp. 207–217.

V. Escario, "Suction Controlled Penetration and Shear Tests," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils* (Denver, CO), ASCE, vol. 2, 1980, pp. 781–797.

V. Escario and J. Sáez, "Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils Under Controlled Suction," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol 1, 1973, pp. 195–200.

V. Escario and J. Sáez, "The Shear Strength of Partly Saturated Soils," *Geotechnique*, vol. 36, no. 3, pp. 453–456, 1986.

V. Escario and J. Sáez, "Shear Strength of Partly Saturated Soil Versus Suction," *Proc. of the 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), vol. 2, Dec. 1–4, 1987, pp. 602–604.

V. Escario, J. F. T. Jucá, and M. S. Coppe, "Strength and Deformation of Partly Saturated Soils," in *Proc. 12th Int Conf.*

Soil Mech. Found. Eng. (Rio de Janeiro, Brazil), Aug. 1989, pp. 43–46.

D. F. Faizullaev, "Laminar Motion of Multiphase Media in Conduits," Special Res. Report, translated from Russian by Consultants Bureau, New York, NY, 144 pp., 1969.

K. Fan, "Evaluation of the Interslice Forces for Lateral Earth Force and Slope Stability Problems," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 369 pp., 1983.

K. Fan, D. G. Fredlund, and G. W. Wilson, "An Interslice Force Function for Limit Equilibrium Slope Stability Analysis," *Can. Geotech. J.*, vol. 23, no. 3, pp. 287–296, 1986.

P. J. Fargher, J. A. Woodburn, and J. Selby, "Footings and Foundations for Small Buildings in Arid Climates," Inst. of Eng. Aust., S. A. Div. and Univ. Adelaide Adult Educ. Dep., Adelaide, Australia, 1979.

R. G. Fawcett and N. Collis-George, "A Filter-Paper Method for Determining the Moisture Characteristics of Soil," *Australian J. Exp. Agriculture and Animal Husbandry*, vol. 7, pp. 162–167, Apr. 1967.

A. Fick, "Ueber Diffusion," *Ann. der Phys.* (Leipzig), vol. 94, pp. 59–86, 1855.

H. L. Filson, "A Study of Heave Analysis Using the Oedometer Test," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1980.

A. B. Fourie, "Laboratory Evaluation of Lateral Swelling Pressure," *ASCE J. Geotech. Eng.*, vol. 115, no. 10, pp. 1481–1486, 1989.

D. G. Fredlund, "Comparison of Soil Suction and One-Dimensional Consolidation Characteristics of a Highly Plastic Clay," Nat. Res. Council Tech. Report No. 245, v, Div. of Building Res., Ottawa, Ont., Canada, 26 pp., July 1964.

D. G. Fredlund, "Consolidometer Test Procedural Factors Affecting Swell Properties," in *Proc. 2nd Conf. Expansive Clay Soils*. College Station, TX: Texas A and M Press, 1969, pp. 435–456.

D. G. Fredlund, "Manual of Volume Change Test Procedures for Unsaturated Soils," Internal Note SM12, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada, 1972.

D. G. Fredlund, "Volume Change Behavior of Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada, 490 pp., 1973.

D. G. Fredlund, Discussion at "The Second Technical Session, Div. Two (Flow and Shear Strength)," *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Expansive Soils*, vol. II, Jeruselam Academic Press, Haifa, Israel, 1973, pp. 71–76.

D. G. Fredlund, "Engineering Approach to Soil Continua," in *Proc. 2nd Symp. Application of Solid Mech.*, Hamilton, Ont., Canada, 1974, pp. 46–59.

D. G. Fredlund, "A Diffused Air Volume Indicator for Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 12, no. 4, pp. 533–539, 1975.

D. G. Fredlund, "Prediction of Heave in Unsaturated Soils," *Proc. of the 5th Asian Regional Conf.* (Bangalore, India), December, 1975, pp. 19–22.

D. G. Fredlund, "Density and Compressibility Characteristics of Air-Water Mixtures," *Can. Geotech. J.*, vol. 13, no. 4, pp. 386–396, 1976.

D. G. Fredlund, "Two-Dimensional Finite Element Program Using Constant Strain Triangles (FINEL)," Univ. of Saskatchewan Transportation and Geotech. Group, Internal Report CD-2, 1978.

D. G. Fredlund, "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate Concepts and Technology for Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 16, no. 1, pp. 121–139, 1979.

D. G. Fredlund, "Use of Computers for Slope Stability Analysis," State-of-the-Art Paper, in *Proc. Int. Symp. Landslides* (Delhi, India), vol. 2, 1980, pp. 129–138.

D. G. Fredlund, "Seepage in Saturated Soils," Panel Discussion: Ground Water and Seepage Problems, in *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Stockholm, Sweden), vol. 4, 1981, pp. 629–641.

D. G. Fredlund, Discussion: "Consolidation of Unsaturated Soils including Swelling and Collapse Behavior," by Lloret, A. and Alonso, E. E. (1981) *Geotechnique* 30, no. 4, pp. 449–477. Discussion in *Geotechnique*, 1981.

D. G. Fredlund, "The Shear Strength of Unsaturated Soils and its Relationship to Slope Stability Problems in Hong Kong," *The Hong Kong Engineer*, vol. 9, no. 4, pp. 37–45, 1981.

D. G. Fredlund, "Consolidation of Unsaturated Porous Media," in *Proc. NATO Advanced Study Inst. Mech. of Fluids in Porous Media* (Newark, DE), July 1982.

D. G. Fredlund, "Prediction of Ground Movements in Swelling Clays," presented at the 31st Annu. Soil Mech. Found. Eng. Conf., ASCE, Invited Lecture, Minneapolis, MN, 1983.

D. G. Fredlund, *SLOPE-II User's Manual, A Slope Stability Program to Calculate the Factor of Safety*, Doc. No. S-20 GEO-SLOPE Programming Ltd., Calgary, Alta., Canada, 850 pp., 1984.

D. G. Fredlund, "Theory Formulation and Application for Volume Change and Shear Strength Problems in Unsaturated Soils," in *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (San Francisco, CA), Aug. 1985.

D. G. Fredlund, "Soil Mechanics Principles that Embrace Unsaturated Soils," in *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (San Francisco, CA), vol. 2, Aug. 1985, pp. 465-473.

D. G. Fredlund, "PC-SLOPE Microcomputer Slope Stability Program to Calculate Factor of Safety," *User's Manual S-30*, GEO-SLOPE Programming Ltd., Calgary, Alta., Canada, 550 pp., 1985.

D. G. Fredlund, "Slope Stability Analysis Incorporating the Effect of Soil Suction," chapter 4 in *Slope Stability*, M. G. Anderson and K. S. Richards, Eds. New York: Wiley, 1987, pp. 113–144.

D. G. Fredlund, "The Stress State for Expansive Soils," in *Proc. 6th Int. Conf. Expansive Soils* (Delhi, India), Dec. 1987, pp. 1–9.

D. G. Fredlund, "Negative Pore-Water Pressures in Slope Stability," in *Simposio Suramericano de Deslizamiento* (Paipa, Colombia), 1989, pp. 1–31.

D. G. Fredlund, "The Character of the Shear Strength Envelope for Unsaturated Soils," The Victor de Mello Volume, the *XII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* (Rio de Janeiro, Brazil), 1989, pp. 142–149.

D. G. Fredlund, "Soil Suction Monitoring for Roads and Airfields," *Symposium on the State-of-the-Art of Pavement Response Monitoring Systems for Roads and Airfields*, Sponsored by the U.S. Army Corps of Engineers (Hanover, NH), March 6-9, 1989.

D. G. Fredlund, "How Negative Can Pore-Water Pressure Get?" *Geotechnical News*, vol. 9, no. 3, Can. Geot. Society, September, 1991, pp. 44–46.

D. G. Fredlund, "Background, Theory and Research Related to the Use of Thermal Conductivity Sensors of Matric Suction Measurements," published in *Advances in Measurement of Soil Physical Properties; Bringing Theory into Practice*, SSSA Special Publication No. 30, Soil Science of America, Madison, WI, 1992, pp. 249–262.

D. G. Fredlund and S. L. Barbour, "Integrated Seepage Modelling and Slope Stability Analysis—A Generalized Approach for Saturated/Unsaturated Soils," chapter in *Geomechanics and Water Engineering in Environmental Management*, R. Chowdhury, Ed., 1990.

D. G. Fredlund and V. Dakshanamurthy, "Transient Flow Theory for Geotechnical Engineering," Special Session: Impact of Richard's Equation: Semi-Centennial Session, Fall Meeting, Amer. Geophys. Union, 1981.

D. G. Fredlund and V. Dakshanamurthy, "Prediction of Moisture Flow and Related Swelling or Shrinking in Unsaturated Soils," *Geotechnical Engineering*, vol. 13, pp. 15–49, 1982.

D. G. Fredlund and J. U. Hasan, "Statistical Geotechnical Properties of Lake Regina Sediments," Transportation and Geotech. Group, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, Internal Report IR-9, 102 pp., Jan. 1979.

D. G. Fredlund and J. U. Hasan, "One-Dimensional Consolidation Theory: Unsaturated Soils," *Can. Geot. Jour.*, vol. 16, no. 3, pp. 521–531, 1979.

D. G. Fredlund and J. Krahn, "Comparison of Slope Stability Methods Analysis," *Can. Geotech. J.*, vol. 14, no. 3, pp. 429–439, 1977.

D. G. Fredlund and N. R. Morgenstern, "Pressure Response Below High Air Entry Discs," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils*. Haifa, Israel: Jerusalem Academic Press, vol. 1, 1973, pp. 97–108.

D. G. Fredlund and N. R. Morgenstern, "Constitutive Relations for Volume Change in Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 13, no. 3, pp. 261–276, 1976.

D. G. Fredlund and N. R. Morgenstern, "Stress State Variables for Unsaturated Soils," *ASCE J. Geotech. Eng. Div. GT5*, vol. 103, pp. 447–466, 1977.

D. G. Fredlund and N. R. Morgenstern, Closure to Paper Entitled, "Stress State Variables for Unsaturated Soils," ASCE, *Geot. Div.*, GT11, pp. 1415–1416, 1978.

D. G. Fredlund and Ning Yang, "The Mechanical Properties of Unsaturated Soil and their Engineering Application," Yantu Gongcheng Xuebao, *Journal of China Academy of Building Research*, Published in the Chinese Journal of Geotechnical Engineering (Beijing, China), vol. 13, no. 5, pp. 24–35, September 1991.

D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "Theoretical Context for Understanding Unsaturated Residual Soil Behavior," in *Proc. 1st Int. Conf. Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils* (Sao Paulo, Brazil), Feb. 1985, pp. 295–306.

D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "Unsaturated Soil Consolidation Theory and Laboratory Experimental Data," *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM STP 892, R. N. Yong and F. C. Townsend, Eds., ASTM, Philadelphia, PA, pp. 154–169, 1986.

D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "Soil Mechanics Principles for Highway Engineering in Arid Regions," *Transportation Res. Record 1137*, pp. 1–11, 1987.

D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "State-of-Development in the Measurement of Soil Suction," in *Proc. Int. Conf. Eng. Problems on Regional Soils* (Beijing, China), Aug. 1988, pp. 582–588.

D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "The Role of Unsaturated Soil Mechanics in Geotechnical Engineering," Invited Lecture, Proc. of the 11th S.E.A.G.C (Singapore), May 4–8, 1993.

D. G. Fredlund and D. K. H. Wong, "Calibration of Thermal Conductivity Sensors for Measuring Soil Suction," *ASTM Geotech. J.*, vol. 12, no. 3, pp. 188–194, 1989.

D. G. Fredlund, J.K-M. Gan, and H. Rahardjo, "Measuring Negative Pore-Water Pressures in a Freezing Environment," *Transportation Research Record 1307*, pp. 291–299, 1992.

D. G. Fredlund, J. U. Hasan, and H. Filson, "The Prediction of Total Heave," *Proc. of the 4th Int. Conf. on Expansive Soils* (Denver, CO), 1980, vol. 1, pp. 1–17.

D. G. Fredlund, J. Krahn, and J. U. Hasan, "Variability of an Expansive Clay Deposit," *Proc. of the 4th Int. Conf. on Expansive Soils* (Denver, CO), 1980, vol. 1, pp. 322–338.

D. G. Fredlund, N. R. Morgenstern, and R. A. Widger, "The Shear Strength of Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 15, no. 3, pp. 313–321, 1978.

D. G. Fredlund, J. Krahn, and J. U. Hasan, "Variability of an Expansive Clay Deposit," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils* (Denver, CO), vol. 1, 1980, pp. 322–338.

D. G. Fredlund, J. U. Hasan, and H. Filson, "The Prediction of Total Heave," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils* (Denver, CO), vol. 1, 1980, pp. 1–17.

D. G. Fredlund, J. Krahn, and D. Pufahl, "The Relationship Between Limit Equilibrium Slope Stability Methods," in *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Stockholm, Sweden), vol. 3, 1981, pp. 409–416.

D. G. Fredlund, H. Rahardjo, and J. Gan, "Nonlinearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils," in *Proc. 6th Int. Conf. Expansive Soils* (New Delhi, India), vol. 1, pp. 49–54, Dec. 1987.

D. G. Fredlund, H. Rahardjo, and J.K-M. Gan, Discussion on the paper entitled, "A Framework for Unsaturated Soils Behavior," by D. G. Toll (1990), *Geotechnique*, 40, no. 1, pp. 31–44, 1990.

D. G. Fredlund, H. Rahardjo, and T. Ng, "Effect of Pore-Air and Negative Pore-Water Pressures on Stability at the End-of-Construction," Proc. Int. Conf. on Dam Engineering, Johor Bahru, Malaysia, pp. 43–51, Jan. 12–13, 1993.

R. A. Freeze, "Influence of the Unsaturated Flow Domain on Seepage Through Earth Dams," *Water Resources Res.*, vol. 7, no. 4, pp. 929–940, 1971.

R. A. Freeze and J. A. Cherry, *Groundwater*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1979, 604 pp.

R. A. Freeze and P. A. Witherspoon, "Theoretical Analysis of Regional Groundwater Flow, 1: Analytical and Numerical Solutions to the Mathematical Model," *Water Resources Res.*, vol. 2, no. 4, pp. 641–656, 1966.

Y. C. Fung, *Foundations of Solid Mechanics*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1965, 525 pp.

Y. C. Fung, *A First Course in Continuum Mechanics*, 2nd ed. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 1977, 340 pp.

R. H. Galagher, J. T. Oden, C. Taylor, and O. C. Zienkiewicz, *Finite Element in Fluids, Vol. 1: Viscous Flow and Hydrodynamics*. New York: Wiley, 1975.

P. M. Gallen, "Measurement of Soil Suction Using the Filter Paper Methods: A Literature Review; Final Report," Internal Report, Transportation and Geotech. Group, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 32 pp., 1985.

J. K. M. Gan, "Direct Shear Strength Testing of Unsaturated Soils," M.Sc. thesis, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 587 pp., 1986.

J. K. M. Gan and D. G. Fredlund, "Multistage Direct Shear Testing of Unsaturated Soils," *ASTM, Geotech. Testing J.*, vol. 11, no. 2, pp. 132–138, 1988.

J. K. M. Gan, D. G. Fredlund, and H. Rahardjo, "Determination of the Shear Strength Parameters of an Unsaturated Soil Using the Direct Shear Test," *Can. Geotech. J.*, vol. 25, no. 3, pp. 500–510, 1988.

R. Gardner, "A Method of Measuring the Capillary Tension of Soil Moisture over a Wide Moisture Range," *Soil Sci.*, vol. 43, no. 4, pp. 277–283, 1937.

W. R. Gardner, "Some Steady State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation with Application to Evaporation from a Water-Table," *Soil Sci.*, vol. 85, no. 4, 1958.

W. R. Gardner, "Laboratory Studies of Evaporation from Soil Columns in the Presence of a Water-Table," *Soil Sci Amer.*, vol. 85, p. 244, 1958.

W. R. Gardner, "Soil Suction and Water Movement," *Pore Pressure and Suction in Soils*. London: Butterworths, pp. 137–140, 1961.

W. R. Gardner and M. Fireman, "Laboratory Studies of Evaporation from Soil Columns in the Presence of a Water-Table," *Soil Sci.*, vol. 85, pp. 244–249, 1958.

W. Gardner and J. A. Widtsoe, "The Movement of Soil Moisture," *Soil Sci.*, vol. 11, pp. 215–232, 1921.

H. J. Gibbs, "Pore Pressure Control and Evaluations for Triaxial Compressions," Amer. Soc. for Testing and Materials, Special Tech. Publ. No. 361, pp. 212–221, 1963.

H. J. Gibbs, "Discussion, Proceedings of the Specialty Session No. 3 on Expansive Soils and Moisture Movement in Partly Saturated Soils," *7th Int. Conf. on Soil Mec. and Found. Eng.* (Mexico City, Mexico), 1969, pp. 424–424.

H. J. Gibbs, "Use of a Consolidometer for Measuring Expansion Potential of Soils," in *Proc. Workshop on Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction*, Univ. of Wyoming, Laramie, vol. 1, May 1973, pp. 206–213.

H. J. Gibbs and C. T. Coffey, "Application of Pore Pressure Measurements to Shear Strength of Cohesive Soils," Report No. EM-761, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Soils Eng. Branch, Div. of Research, Boulder, CO, 1969.

H. J. Gibbs and C. T. Coffey, "Techniques for Pore Pressure Measurements and Shear Testing of Soil," in *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Mexico), vol. 1, 1969, pp. 151–157.

H. J. Gibbs, J. W. Hilf, W. G. Holtz, and F. C. Walker, "Shear Strength of Cohesive Soils," in *Proc. ASCE Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, CO, June 1960, pp. 33–162.

R. E. Gibson, "An Analysis of System Flexibility and its Effect on Time-Lag in Pore Water Pressure Measurements," *Geotechnique*, vol. 13, pp. 1–11, 1963.

R. E. Gibson and D. J. Henkel, "Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measured 'Drain' Strength," *Geotechnique*, vol. 4, pp. 6–15, 1954.

H. G. Gilchrist, "A Study of Volume Change of a Highly Plastic Clay," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 141 pp., 1963.

Glossary of Soil Science Terms, Soil Science Society of America, Madison, WI, 1979, 37 pp.

P. A. Gonzalez and B. J. Adams, "Mine Tailings Disposal: I. Laboratory Characterization of Tailings," Dep. of Civil Eng., Univ. of Toronto, Toronto, Ont., Canada, pp. 1–14, 1980.

D. M. Gray, "Handbook on the Principles of Hydrology," *Canadian National Committee for the International Hydrological Decade*, 1970, 631 pp.

H. Gray, "Simultaneous Consolidation of Contiguous Layers of Unlike Compressible Soils," *Trans. ASCE*, vol. 110, pp 1327–1344, 1945.

A. E. Green and P. M. Naghdi, "A Dynamical Theory of Interacting Continua," *Int. J. Eng. Sci.* (Pergamon, London), vol. 3, pp. 231–241, 1965.

R. E. Green and J. C. Corey, "Calculation of Hydraulic Conductivity: A Further Evaluation of Some Predictive Methods," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 35, pp. 3–8, 1971

R. E. Green and J. C. Corey, "Calculation of Hydraulic Soils, Prediction, Laboratory Test and In-Situ Measurements," in *Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Moscow, Russia), 1971, pp. 163–170.

G. J. Gromko, "Review of Expansive Soils," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 100, no. GT6, pp. 667–687, 1974.

R. B. Grossman, B. R. Brashner, D. P. Franzmeier, and J. L. Walker, "Linear Extensibility as Calculated from Natural-Clod Bulk Density Measurements," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 32, no. 4, pp. 570–573, 1968.

S. K. Gulhati, "Shear Behaviour of Partially Saturated Soil," in *Proc. 5th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Bangalore, India), 1975, pp. 87–90.

S. K. Gulhati and D. J. Satija, "Shear Strength of Partially Saturated Soils," in *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Stockholm), 1981, pp. 609–612.

A. B. Gureghian, "A Two-Dimensional Finite Element Solution Scheme for the Saturated-Unsaturated Flow with Applications to Flow Through Ditch-Drained Soils," *J. Hydrol.*, vol. 50, pp. 333–353, 1981.

S. A. Habib, T. Kato, and D. Karube, "One Dimensional Swell Behavior of Unsaturated Soil," *Proceedings of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3–5, 1992, vol. 1, pp. 222–226.

W. B. Haines, "The Volume Changes Associated with Variations of Water Content in Soil," *J. Agric. Sci.*, vol. 13, pp. 296–310, 1923.

W. B. Haines, "A Further Contribution to the Theory of Capillary Phenomena in Soils," *J. Agric.Sci.*, vol. 17, pp. 264–290, 1927.

D. J. Hamberg, "A Simplified Method for Predicting Heave in Expansive Soils," M.Sc. thesis, Colorado State Univ., Fort Collins, 275 pp., 1985.

A. P. Hamblin, "Filter-Paper Method for Routine Measurement of Field Water Potential," *Journal of Hydrology*, vol. 53, no. 3/4, pp. 355–360, 1984.

J. J. Hamilton, "Foundations on Swelling or Shrinking Subsoils," *Can. Building Digest*, CBD 184, Div. of Building Research, Nat. Res. Council, Ottawa, Ont., Canada, 4 pp., 1977.

J. M. Hamilton, "Measurement of Permeability of Partially Saturated Soils," M.Sc. thesis, Univ. of Texas, Austin, 1979.

J. M. Hamilton, D. E. Daniel, and R. E. Olson, "Measurement of Hydraulic Conductivity of Partially Saturated Soils," in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM Special Tech. Publ. 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., ASTM, pp. 182–196, 1981.

R. J. Hanks and S. A. Bowers, "Numerical Solution of the Moisture Flow Equation into Layered Soil," *Proc. Soil Sci. Amer.*, vol. 26, no. 6, 1962.

A. M. Hanna and G. G. Meyerhof, "Design Charts for Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Sand Overlying Soft Clay," *Can. Geotech. J.*, vol. 17, pp. 300–303, 1980.

F. Hardy, "The Shrinkage Coefficient of Clays and Soils," *J. Agric. Sci.*, vol. 13, pp. 244–264, 1923.

L. P. Harrison, "Fundamental Concepts and Definitions Relating to Humidity," in *Humidity and Moisture, Fundamentals and Standards*, A. Wexler and W. A. Wildhack, Eds. New York: Reinhold, vol. 3, 1965, pp. 3–69.

J. U. Hasan and D. G. Fredlund, "Pore Pressure Parameters for Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 17, no. 3, pp. 395–404, 1980.

K. H. Head, *Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 1, Soil Classification and Compaction Tests*. London, Plymouth: Pentech, 1984.

K. H. Head, *Effective Stress Tests, Manual of Soil Laboratory Testing*. New York: Wiley, vol. 3, pp. 743–1238, 1986.

Headquarters, U.S. Dep. of the Army, "Foundations in Expansive Soils," Tech. Man., TM5-818-7, Washington, DC, 1983.

E. Heyer, A. Cass, and A. Mauro, "A Demonstration of the Effect of Permeant and Impermeant Solutes and Unstirred Boundary Layers on Osmotic Flow," *Yale J. Biol. Med.*, vol. 42, pp. 139–153, Dec. 1969–Feb. 1970.

J. W. Hilf, "Estimating Construction Pore Pressures in Rolled Earth Dams," in *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam, The Netherlands), vol. 3, 1948, pp. 234–240.

J. W. Hilf, "An Investigation of Pore-Water Pressure in Compacted Cohesive Soils," Ph.D. dissertation, Tech. Memo. No. 654, U.S. Dep. of the Interior, Bureau of Reclamation, Design and Construction Div., Denver, CO, 654 pp., 1956.

C. B. Hill, "Consolidation of Compacted Clay," M.Sc. thesis, Univ. of Manchester, Manchester, England, 1967.

D. Hillel, *Introduction to Soil Physics*. New York: Academic, 1982, 364 pp.

D. Hillel, V. D. Krentos, and Y. Stylianou, "Procedure and Test of an Internal Drainage Method for Measuring Soil Hydraulic Characteristics In-Situ," *Soil Sci.*, vol. 114, pp. 295–400, 1972.

D. Y. F. Ho, "Measurement of Soil Suction Using the Filter Paper Technique," Internal Report, IR-11, Transportation and Geotech. Group, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 90 pp., 1979.

D. Y. F. Ho, "The Relationship Between the Volumetric Deformation Moduli of Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 379 pp., 1988.

D. Y. F. Ho and D. G. Fredlund, Discussion of "Shear Strength of Partially Saturated Soils," by S. K. Gulhati and B. S. Satija, Session No. 4, *10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.* (Stockholm, Sweden), June 1981, vol. 4, pp. 672–674.

D. Y. F. Ho and D. G. Fredlund, "Increase in Shear Strength due to Soil Suction for Two Hong Kong Soils," in *Proc. ASCE Geotech. Conf. Eng. and Construction in Tropical and Residual Soils* (Honolulu, HI), Jan. 1982, pp. 263–295.

D. Y. F. Ho and D. G. Fredlund, "A Multi-Stage Triaxial Test for Unsaturated Soils," *ASTM Geotech. Testing J.*, vol. 5, no. 1/2, pp. 18–25, June 1982.

D. Y. F. Ho and D. G. Fredlund, "Strain Rates for Unsaturated Soil Shear Strength Testing," in *Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf.* (Hong Kong), Nov. 1982.

D. Y. F. Ho and D. G. Fredlund, "Laboratory Measurement of the Volumetric Deformation Moduli for Two Unsaturated Soils," in *Proc. 42nd Can. Geo. Conf.* (Winnipeg, Man., Canada), Oct. 1989, pp. 50–60.

D. Y. F. Ho, D. G. Fredlund and H. Rahardjo, "Volume Change Indices During Loading and Unloading of an Unsaturated Soil," *Can. Geot. Jour.*, vol. 29, no. 2, pp. 195–207, 1992.

C. A. Hogentogler and E. S. Barber, "Discussion in Soil Water Phenomena," *Proc. Hwy. Research Board*, vol. 21, pp. 452–465, 1941.

W. G. Holtz, "Expansive Clays—Properties and Problems," in *Theoretical and Practical Treatment of Expansive Soils, 1st Conf. Mech. Soils*, Colorado School of Mines, Golden, vol. 54, no. 4, 1959, pp. 89–117.

W. G. Holtz, "Suggested Method of Test for One-Dimensional Expansion and Uplift Pressure of Clay Soils," in *Special Procedures for Testing Soil and Rock for Engineering Purposes*, 5th ed., ASTM STP 479, 1970.

W. G. Holtz and H. J. Gibbs, "Engineering Properties of Expansive Clays," *Trans. ASCE*, vol. 121, pp. 641–663, 1956.

R. D. Holtz and W. G. Kovacs, *An Introduction to Geotechnical Engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 733 pp. 1981.

G. M. Hornberger, I. Remson, and A. A. Fungaroli, "Numeric Studies of a Composite Soil Moisture Ground-Water System," *Water Resources Res.*, vol. 5, no. 4, pp. 797–802, 1969.

B. K. Hough, *Basic Soils Engineering*. New York: Ronald Press, 1969, 634 pp.

M. K. Hubbert and W. W. Rubey, "Role of Fluid Pressure in Mechanics of Overthrust Faulting," *Bull. Geol. Soc. Amer.*, vol. 70, pp. 115–166, Feb. 1959.

J. E. Ingersoll, "Method for Coincidentally Determining Soil Hydraulic Conductivity and Moisture Retention Characteristics," Special Report 81-2, U.S. Army Cold Regions Res. and Eng. Lab., Hanover, NH, 1981.

International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, "List of Symbols, Units, and Definitions," Subcommittee on Symbols, Units, and Definitions, *Proc. 9th Inter. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Tokyo), 1977, vol. 3, pp. 156–170.

International Society of Soil Science, "News of the Commission,

Commission I (Soil Physics)," *Soil Physics Terminology*, Bulletin No. 23, 7, published by the Soil Science Society of America, Madison, WI, 1963.

International Society of Soil Science, "Glossary of Soil Science Terms," published by the Soil Science Society of America, Madison, WI, May, 1970.

International Society of Soil Science, "Glossary of Soil Science Terms," published by the Soil Science Society of America, Madison, WI, October, 1979, 37 pp.

H. O. Ireland, "Design and Construction of Retaining Walls," in *Soil Mechanics Lecture Series: Design of Structures to Resist Earth Pressure*, Amer. Soc. of Civil Eng., Chicago, IL, 1964.

S. Irmay, "On the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils," *Trans. Amer. Geophys. Union*, vol. 35, 1954.

J. Jaky, "The Coefficient of Earth Pressure at Rest," *J. Soc. Hungarian Architects and Eng.*, pp. 355–358, 1944.

Y. W. Jame, "Heat and Mass Transfer in Freezing Soil," Ph.D. dissertation, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1977.

Y. W. Jame and D. I. Norum, "Heat and Mass Transfer in Freezing Unsaturated Porous Medium," *Water Resources Res.*, vol. 16, no. 4, pp. 811–819, 1980.

D. J. Janssen and B. J. Dempsey, "Soil-Moisture Properties of Subgrade Soils," presented at the 60th Annu. Transportation Res. Board Meeting, Washington, DC, Aug. 1980.

I. Javandel and P. A. Witherspoon, "Application of the Finite Element Method to Transient Flow in Porous Media," *Trans. Soc. Petro. Eng.*, vol. 243, 1968.

J. E. Jennings, "A Revised Effective Stress Law for Use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils," in *Pore Pressure and Suction in Soils*, conf. organized by the British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. at the Inst. of Civil Eng. London: Butterworths, 1961, pp. 26–30.

J. E. Jennings, "The Prediction of Amount and Rate of Heave Likely to be Experienced in Engineering Construction on Expansive Soils," in *Proc. 2nd Int. Conf. Expansive Clay Soils* (Texas A&M Univ., College Station), 1969, pp. 99–109.

J. E. Jennings and J. B. Burland, "Limitations to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils," *Geotechnique*, vol. 12, no. 2, pp. 125–144, 1962.

J. E. Jennings and K. Knight, "The Prediction of Total Heave from the Double Oedometer Test," in *Proc. Symp. Expansive Clays* (South African Inst. of Civil Engineers, Johannesberg), vol. 7, no. 9, 1957, pp. 13–19.

J. E. Jennings, R. A. Firth, T. K. Ralph, and N. Nagar, "An Improved Method for Predicting Heave Using the Oedometer Test," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol. 2, 1973, pp. 149–154.

G. D. Johnpeer, "Land Subsidence Caused by Collapsible Soils in Northern New Mexico," in *Ground Failure, No. 3*, Nat. Res. Council on Ground Failure Hazards, 1986, pp. 1–22.

A. I. Johnson, "Glossary," Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, pp. 3–17, 1981.

L. D. Johnson, "Evaluation of Laboratory Suction Tests for Prediction of Heave in Foundation Soils," Tech. Reports S-77-7, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, 118 pp., 1977.

L. N. Johnston, "Water Permeable Jacketed Thermal Radiators as Indicators of Field Capacity and Permanent Wilting Percentage in Soils," *Soil Sci.*, vol. 54, pp. 123–126, 1942.

D. E. Jones and W. G. Holtz, "Expansive Soils—The Hidden Disaster," *Civil Eng.*, ASCE, New York, NY pp. 87–89, Aug. 1973.

J. L. Justo and A. Delgado, "Stress-Strain Paths in the Collapse-Swelling-Shrinkage of Soils Insitu," *Proc. of the 6th Int Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), vol. 2, Dec. 1–4, 1987, pp. 596–601.

J. L. Justo, A. Delgado, and J. Ruiz, "The Influence of Stress-Path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils* (Adelaide, Australia), 1984, pp. 67–71.

G. Kassiff, "Compaction and Shear Characteristics of Remoulded Negev Loess," in *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (London), vol. 1, 1957, pp. 56–61.

R. K. Katti, S. K. Kulkarni, and S. K. Fotedar, "Shear Strength and Swelling Pressure Characteristics of Expansive Soils," in *Proc. 2nd Int. Res. Eng. Conf. Expansive Clay Soils* (College Station, TX), 1969, pp. 334–342.

M. Katzir, "Design Considerations and Performance of Anchored, Cast in Place Retaining Piles in Swelling Clays," in *Proc. 3rd Int. Conf. Expansive Soils* (Haifa, Israel), vol. 2, 1973, pp. 185–188.

G. W. C. Kaye and T. H. Laby, *Tables of Physical and Chemical Constants*, 14th ed. Longman, 1973, 386 pp.

T. C. Kenney and G. H. Watson, "Multiple-Stage Triaxial Test for Determining c' and ϕ' of Saturated Soils," in *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris, France), vol. 1, 1961, pp. 191–195.

A. H. Khan, "Evaluation of Laboratory Suction Tests by Filter Paper Technique for Prediction of Heave in Expansive Soils," Report No. GM-81-001, Dep. of Civil Eng., Univ. of Western Australia, 1981.

M. H. Khan and D. L. Hoag, "A Noncontacting Transducer for Measurement of Lateral Strains," *Can. Geotech. J.*, vol. 16, pp. 409–411, 1979.

W. E. I. Khogali, K. O. Anderson, J.K-M. Gan and D. G. Fredlund, "Installation and Monitoring of Moisture Suction Sensors in a Fine-grained Subgrade Soil Subjected to Seasonal Frost," Presented to the *2nd International Symposium*, "State-of-the-Art of Pavement Response-Monitoring Systems for Roads and Airfields," sponsored by U.S. Army Cold Regions, Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire and Federal Aviation Administration, Washington, D.C., West Levanon, N.H., Sept. 10–13, 1991.

B. A. Kimball, R. D. Jackson, R. J. Reginato, F. S. Nakayama, and S. B. Idso, "Comparison of Field-Measured and Calculated Sol-Heat Fluxes," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 40, no. 1, pp. 18–25, 1976.

B. Kjaernsli and N. Simons, "Stability Investigations of the North Bank of the Drammen River," *Geotechnique*, vol. 12, pp. 147–167, 1962.

Klute, A. "Laboratory Measurement of Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soil," in *Methods of Soil Analysis*, C. A. Black, D. D. Evans, J. L. White, L. E. Ensminger, and F. E. Clark, Eds., Mono. 9, Part 1, Amer. Soc. of Agronomy, Madison, WI, 1965, pp. 253–261.

A. Klute, "Water Diffusivity," in *Methods of Soil Analysis*, C. A. Black, D. D. Evans, J. L. White, L. E. Ensminger, and

F. E. Clark, Eds., Mono. 9, Part 1, Amer. Soc. of Agronomy, Madison, WI, 1965, pp. 262-272.

A. Klute, "The Determination of the Hydraulic Conductivity and Diffusivity of Unsaturated Soils," *Soil Sci.*, vol. 113, pp. 264-276, 1972.

P. C. Knodel and C. T. Coffey, "Measurement of Negative Pore Pressure of Unsaturated Soils—Shear and Pore Pressure Research—Earth Research Program," U.S.B.R., Lab. Report No. EM-738, Soil Eng. Branch, Bureau of Reclamation, Denver, CO, 20 pp., June 1966.

P. G. Kohn, "Tables of Some Physical and Chemical Properties of Water," S.E.B. Symp., XIX, *The State and Movement of Water in Living Organisms* (Cambridge), 1965.

A. Komornik, M. Livneh, and S. Smucha, "Shear Strength and Swelling of Clays Under Suction," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils* (CO), vol. 1, 1980, pp. 206-226.

H. L. Koning, "Some Observations on the Modulus of Compressibility of Water," in *Proc. Conf. Settlement and Compressibility of Soils*, Weisbaden, Germany, 1963, pp. 33-36.

P. Koorevaar, G. Menelik, and C. Dirksen, *Elements of Soil Physics*. Amsterdam, The Netherlands: Elsevier, 1983, 228 pp.

J. Krahn, "Comparison of Soil Pore Water Potential Components," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 125 pp., 1970.

J. Krahn and D. G. Fredlund, "On Total Matric and Osmotic Suction," *J. Soil Sci.*, vol. 114, no. 5, pp. 339-348, 1972.

J. Krahn, D. G. Fredlund, and M. J. Klassen, "Effect of Soil Suction on Slope Stability at Notch Hill," *Can. Geotech. J.*, vol. 26, no. 2, pp. 269-278, 1989.

J. Krahn, D. G. Fredlund, L. Lam and S. L. Barbour, "PC-SEEP: A Finite Element Program for Modeling Seepage," *Proc. of the 1st Canadian Symposium on Microcomputer Applications to Geotechnique* (Regina, Canada), October 22-23, 1987, pp. 243-251.

J. P. Krohn and J. E. Slosson, "Assessment of Expansive Soils in the United States," in *Proc. 4th Int. Conf. Expansive Soils* (Denver, CO), vol. 1, 1980, pp. 596-608.

D. P. Krynine, "Analysis of the Latest American Tests on Soil Capillarity," in *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam, The Netherlands), vol. 3, 1948, pp. 100-104.

R. J. Kunze, G. Uehara, and K. Graham, "Factors Important in the Calculation of Hydraulic Conductivity," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 32, pp. 760-765, 1968.

C. C. Ladd, "Mechanisms of Swelling in Compacted Clay," *Highway Res. Board Bull.*, Nat. Research Council, No. 245, pp. 10-26, 1960.

C. C. Ladd, "Settlement Analysis for Cohesive Soils," Research Report R71-2, Soils Publication 272, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, 1971, 107 pp.

G. E. Laliberte and A. T. Corey, "Hydraulic Properties of Disturbed and Undisturbed Soils," ASTM, STP, No. 417, 1966.

L. Lam, "Transient Finite Element Seepage Program TRASEE," *User's Manual*, CD-18, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1984.

L. Lam and D. G. Fredlund, "Saturated-Unsaturated Transient Finite Element Seepage Model for Geotechnical Engineering," *Adv. Water Resources*, vol. 7, pp. 132-136, 1984.

L. Lam, D. G. Fredlund and S. L. Barbour, "Transient Seepage Model for Saturated-Unsaturated Soil Systems: A Geotechnical Engineering Approach," *Can. Geot. Jour.*, vol. 24, no. 4, pp. 565-580, 1988.

T. W. Lambe, *Soil Testing for Engineers*. New York: Wiley, 1951, 165 pp.

T. W. Lambe, "Capillary Phenomena in Cohesionless Soils," *Trans. ASCE*, vol. 116, pp. 401-423, 1951.

T. W. Lambe, "The Engineering Behavior of Compacted Clay," *ASCE J. Soil Mech. Found Div.*, vol. 84, SM2, Paper No. 1655, pp. 1-35, 1958.

T. W. Lambe, "Stress Path Method," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 93, SM6, pp. 309-331, 1967.

T. W. Lambe and R. V. Whitman, *Soil Mechanics*. New York: Wiley, 1979, 553 pp.

K. S. Lane and S. E. Washburn, "Capillarity Tests by Capillarimeters and by Soil Filled Tubes," *Proc. Highway Res Board*, vol. 26, pp. 460-473, 1946.

A. R. G. Lang, "Osmotic Coefficients and Water Potentials of Sodium Chloride Solutions from 0 to 40 Degrees C," *Australian J. Chem.*, vol. 20, pp. 2017-2023, 1967.

L. J. Langfelder, C. F. Chen, and J. A. Justice, "Air Permeability of Compacted Cohesive Soils," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 94, SM4, pp. 981-1001, 1968.

D. Y. Larmour, "One-Dimensional Consolidation of Partially Saturated Clay," M.Sc. thesis, Univ. of Manchester, Manchester, England, 1966.

J. T. K. Lau, "Desiccation Cracking of Soils," M.Sc. thesis, Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1987, 208 pp.

A. S. Laughton, "The Compaction of Ocean Sediments," Ph.D. dissertation, Univ. of Cambridge, Cambridge, England, 1955.

R. Leach and R. Herbert, "The Genesis of a Numerical Model for the Study of the Hydrogeology of a Steep Hillside in Hong Kong," *Quart. J. Eng. Geol.*, vol. 15, pp. 253-259, 1982.

H. C. Lee and W. K. Wray, "Evaluation of Soil Suction Instruments," *Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3-5, 1992, vol. 1, pp. 307-312.

K. L. Lee, R. A. Morrison, and S. C. Haley, "A Note on the Pore Pressure Parameter B," in *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 1, 1969, pp. 231-238.

R. K. C. Lee, "Measurement of Soil Suction Using the MCS Sensor," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 162 pp., 1983.

R. K. C. Lee and D. G. Fredlund, "Measurement of Soil Suction Using the MCS 6000 Gauge," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils*, Inst. of Eng., Adelaide, Australia, 1984, pp. 50-54.

K. S. Li, Discussion on "Closed-Form Heave Solutions for Expansive Soils," *ASCE J. Geotech. Eng.*, vol. 115, no. 12, pp. 1819-1823, 1989.

A. C. Liakopoulos, "Theoretical Solution of the Unsteady Unsaturated Flow Problems in Soils," *Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, vol. 10, pp. 5-39, 1965.

A. C. Liakopoulos, "Retention and Distribution of Moisture in Soils after Infiltration has Ceased," *Bull. Int. Assoc. Sci. Hydrol.*, vol. 10, pp. 58-69, 1965.

W. D. L. Finn, "Finite Element Analysis of Seepage Through Dams," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, SM6, pp. 41-48, 1967.

R. A. Lidgren, "Volume Change Characteristics of Compacted Till," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 158 pp., 1970.

A. L. Little, "The Engineering Classification of Residual Tropical Soils," in *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mechanics Found. Eng.* (Mexico City, Mexico), vol. 1, 1969, pp. 1–10.

A. Lloret and E. E. Alonso, "Consolidation of Unsaturated Soils Including Swelling and Collapse Behavior," *Geotechnique*, vol. 30, no. 4, pp. 449–477, 1980.

A. Lloret and E. E. Alonso, "State Surfaces for Partially Saturated Soils," in *Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (San Francisco, CA), vol. 2, 1985, pp. 557–562.

J. Loi, J. Gan, and D. G. Fredlund, "An Evaluation of AGWA-II Sensors in Measuring Soil Suction from Full Scale Testing at the Regina Test Track," Geotech. Group of the Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 118 pp., 1989.

J. Loi, D. G. Fredlund, J.K-M. Gan, and R. A. Widger, "Monitoring Soil Suction in an Indoor Test Track Facility," presented to 71st Annual Meeting of the Transportation Board, Session #228 on Environmental Factors Except Frost, Washington, DC, January 12–16, 1992.

J. Lowe, III and T. C. Johnson, "Use of Back Pressure to Increase Degree of Saturation of Triaxial Test Specimens," in *Proc. Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils*, ASCE, Boulder, CO, 1960, pp. 819–836.

P. Lumb, "The Residual Soils of Hong Kong," *Geotechnique* (Correspondence), vol. 16 no. 4, pp. 359–360, 1966.

A. V. Lykov, *Heat and Mass Transfer in Capillary-Porous Bodies (Teoreticheskiye Omorey Stroitel'noli Teplofiziki)*, translated by P. N. B. Harrison, W. M. Pun, Ed. New York: Pergamon, 1961, pp. 201–277.

R. L. Lytton, "Isothermal Water Movement in Clay Soils," Ph.D. dissertation, University of Texas, Austin, 231 pp., 1967.

R. L. Lytton, "Expansive Soils—Effect of Environmental Changes and Related Engineering Requirements," Session 66, ASCE Annual Meeting, Denver, Colorado, November 1975.

R. L. Lytton, "Foundations in Expansive Soils," in *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, Chapt. 13, C. S. Desai and J. T. Christian (Eds.). New York: McGraw-Hill, 1977, pp. 427–458.

R. L. Lytton, "The Design of Foundations and Pavements on Expansive Clays," *Proc. of the 4th Regional Geotechnical Conference*, Baranquilla, Colombia, November 1981.

R. L. Lytton and J. A. Woodburn, "Design and Performance of Mat Foundations on Expansive Clay," *Proc. of the 3rd Int. Conf. on Expansive Soils*, Haifa, Israel, January, 1973, vol. 1, pp. 301–307.

M. Maksimovic, "Limit Equilibrium for Nonlinear Failure Envelope and Arbitrary Slip Surface," in *Proc. 3rd Int. Conf. Numer. Methods in Geomech.* (Aachen, Germany), Apr. 1979, pp. 769–777.

F. T. Manheim, "A Hydraulic Squeezer for Obtaining Interstitial Water from Consolidated and Unconsolidated Sediment," U.S. Geological Survey Prof. Paper 550-C, pp. 256–261, 1966.

T. J. Marshall, "A Relation Between Permeability and Size Distribution of Pores," *J. Soil Sci.*, vol. 9, pp. 1–8, 1958.

G. E. Mase, *Continuum Mechanics*. New York: McGraw-Hill, 1970.

M. L. Maslia and M. M. Aral, "Evaluation of a Chimney Drain Design in an Earthfill Dam," *Groundwater*, vol. 20, no. 1, pp. 22–31, 1982.

Massachusetts Institute of Technology, "Engineering Behavior of Partially Saturated Soils," Publ. No. 134 presented to U.S. Army Eng., Waterways Experimental Station, Vicksburg, MS, Soil Eng. Dep., Dep. of Civil Eng., M.I.T., Contract No. DA-22-079-eng-288, Boston, MA, 1963.

J. Maswoswe, "Stress Paths for a Compacted Soil During Collapse due to Wetting," Ph.D. dissertation, Imperial College, London, England, 1985.

J. Maswoswe, J. B. Burland, and P. R. Vaughan, "Stress Path Method of Predicting Compacted Soil Collapse," *Proc. of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3–5, 1992, vol. 1, pp. 61–66.

E. L. Matyas, "Air and Water Permeability of Compacted Soils," in *Permeability and Capillary of Soils*, ASTM STP 417 Amer. Soc. Testing and Materials, 1967, pp. 160–175.

E. L. Matyas and H. S. Radhakrishna, "Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils," *Geotechnique*, vol. 18, no. 4, pp. 432–448, Dec. 1968.

R. G. McKeen, "Suction Studies: Filter Paper Method," Design of Airport Pavements for Expansive Soils: Final Report (No. DOT/FAA/RD-81/25), U.S. Dep. of Transportation, Federal Aviation Administration, Systems Research and Development Service, Washington, DC, 1981.

R. G. McKeen, "Validation of Procedures for Pavement Design on Expansive Soils," Final Report, U.S. Dep. of Transportation, Washington, DC, 1985.

I. S. McQueen and R. F. Miller, "Calibration and Evaluation of a Wide Range Method of Measuring Moisture Stress," *J. Soil Sci.*, vol. 106, no. 3, pp. 225–231, 1968.

D. B. McWhorter and J. D. Nelson, "Unsaturated Flow Beneath Tailings Impoundments," *ASCE J. Geotech. Eng. Div.*, vol 105, pp. 1317–1334, 1979.

R. O. Meeuwig, "A Low-Cost Thermocouple Psychrometer Recording System," in *Psychrometry in Water Relations Res., Proc. Symp. Thermocouple Psychrometers*, R. W. Brown and B. P. Van Haveren, Eds., published by Utah Agricultural Experiment Station, Utah State Univ., Logan, 1972.

P. Meigs, "World Distribution of Arid and Semi-Arid Homoclimates," in *UNESCO, Reviews of Res. on Arid Zone Hydrology, Arid Zone Res.*, 1953, pp. 203–210.

H. A. C. Meintjes, "Suction-Load-Strain Relations in Expansive Soil," *Proc. of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3–5, 1992, pp. 51–54.

W. C. Michels, editor-in-chief, *The International Dictionary of Physics and Electronics*, 2nd ed. Toronto: Van Nostrand, 1961.

B. W. Mickleborough, "An Experimental Study of the Effects of Freezing on Clay Subgrades," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1970.

R. F. Miller and I. S. McQueen, "Moisture Relations in Rangelands, Western United States," in *Proc. 1st Int. Rangeland Congress*, 1978, pp. 318–321.

R. J. Millington and J. P. Quirk, "Permeability of Porous Media," *Nature*, vol. 183, pp. 387–388, 1959.

R. J. Millington and J. R. Quirk, "Permeability of Porous Solids," *Trans. Faraday Soc.*, vol. 57, pp. 1200–1207, 1961.

L. J. Milne and M. Milne, "Insects of the Water Surface," *Sci. Amer.*, pp. 134–142, Apr. 1978.

J. K. Mitchell, *Fundamentals of Soil Behavior*. New York: John Wiley and Sons, 1976, 422 pp.

P. W. Mitchell, "A Simple Method of Design of Shallow Footings on Expansive Soil," *Proc. of the Fifth Conf. on Expansive Soils*, National Conference Publication No. 84/3 (Adelaide, Australia), May 21–23, 1984, pp. 159–164.

J. K. Mitchell and N. Sitar, "Engineering Properties of Tropical Residual Soils," in *Proc. ASCE Geotech. Eng. Div. Specialty Conf.: Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils*, Honolulu, HI, 1982, pp. 30–57.

P. W. Mitchell and D. L. Avalle, "A Technique to Predict Expansive Soils Movements," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils*, Adelaide, Australia, 1984, pp. 124–130.

R. E. Moore, "Water Conduction From Shallow Water Tables," *Hilgardia*, vol. 12, no. 6, pp. 383–426, 1939.

O. Moretto, A. J. L. Bolonesi, A. O. Lopez, and E. Nunez, "Propiedades Y Comportamiento De Un Suelo Limoso De Baja Plasticidad," in *Proc. 2nd Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Brazil), vol. 2, 1963, pp. 131–146.

N. R. Morgenstern, "Properties of Compacted Soils," Contribution to Panel Discussion, Session IV, *Proc. of the 6th Panamerican Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Lima, Peru), vol. 3, December 1979, pp. 349–354.

N. R. Morgenstern and Z. Eisenstein, "Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations," in *Proc. 1970 Specialty Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures*, ASCE, New York, NY, 1970, pp. 51–102.

N. R. Morgenstern and V. E. Price, "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces," *Geotechnique*, vol. 15, pp. 79–93, 1965.

N. R. Morgenstern and V. E. Price, "A Numerical Method for Solving the Equations of Stability of General Slip Surfaces," *Computer J.*, vol. 9, pp. 388–393, 1965.

N. R. Morgenstern and V. E. Price, "A Numerical Method for Solving the Equation of General Slip Surfaces," *British Computer J.*, vol. 9, pp. 338–393, 1967.

R. D. Morrison, "Ground Water Monitoring Technology: Procedures, Equipment, and Applications," published by Timco Mfg., Inc., Prairie Du Sac, WI, 111 pp., 1983.

J. Morrison and D. G. Fredlund, Discussion: "Emploi d'une methode psychromitrique dans des assais triaxiaux sur un limon remanii non saturi," *Can. Geot. Journ.*, vol. 16, no. 3, pp. 614–615, 1979.

C. H. Mou and T. Y. Chu, "Soil Suction Approach for Swelling Potential Evaluation," *Transportation Res. Rec. 790*, Washington, DC, pp. 54–60, Jan. 1981.

R. R. Nachlinger and R. L. Lytton, "Continuum Theory of Moisture Movement and Swell in Expansive Clay," University of Texas Center for Highway Research, Report 118-2, 1969.

N. K. Nagpal and L. Boersma, "Air Entrapment as a Possible Source of Error in the Use of a Cylindrical Heat Probe," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 37, pp. 828–832, 1973.

T. N. Narasimhan and P. A. Witherspoon, "Numerical Model for Saturated-Unsaturated Flow in Deformable Porous Media, 1. Theory," *Water Resources Res.*, vol. 13, no. 3, pp. 657–664, 1977.

NAVFAC, *Soil Mechanics Foundation and Earth Structures, Design Manual*, NAVFACDM-7, Naval Facilities Engineering Command, Department of the Navy, Bureau of Yards and Docks, Washington, DC, 1971.

J. D. Nelson and D. J. Miller, "Expansive Soils," Wiley and Sons, New York, NY, 295p, 1992.

S. P. Neuman, "Finite Element Computer Programs for Flow in Saturated-Unsaturated Porous Media," Hydro. and Hydraulic Lab., Project No. A10-SWC-77, Technion, Haifa, Israel, 1972.

S. P. Neuman, "Saturated-Unsaturated Seepage by Finite Elements," *Proc. ASCE, Hydraulics Div.*, vol. 99, no. 12, pp. 2233–2250, 1973.

S. P. Neuman, *Galerkin Approach to Saturated-Unsaturated Flow in Porous Media Finite Elements in Fluids*. New York: Wiley, 1975, pp. 201–217.

S. P. Neumann and P. A. Witherspoon, "Analysis of Nonsteady Flow with a Free Surface using the Finite Element Method," *Water Resources Res.*, vol. 7, no. 33, pp. 611–623, 1971.

E. M. D. Neves, "Influencis das Tensoes Negativas Nas Caracteristicas Estruturais Dos Solos Compactados," Ministerio das Ofras Publicas, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Memo. No. 386, 1971.

T. N. Ng, "The Effect of Negative Pore-Water Pressures on Slope Stability Analysis," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 245 pp., 1988.

B. Nicolae, S. Tudor, and S. Anghel, "A New Method to Estimate the Behavior of Expansive Clay," *Proc. of the 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), Dec. 1–4, 1987, vol. 2, pp. 591–595.

D. R. Nielsen and Y. W. Biggar, "Measuring Capillary Conductivity," *Soil Sci.*, vol. 92, pp. 192–193, 1961.

D. R. Nielsen, J. M. Davidson, J. W. Biggar, and R. J. Miller, "Water Movement Through Panoche Clay Loam Soil," *Hilgardia*, vol. 35, pp. 491–506, 1964.

D. R. Nielsen, R. D. Jackson, J. W. Cary, and D. D. Evans, "Soil Water," Amer. Soc. Agronomy and Soil Sc. Amer., Madison, WI, 1972.

D. R. Nielsen, J. W. Biggar, and K. T. Erb, "Spatial Variability of Field-Measured Soil-Water Properties," *Hilgardia*, vol. 42, no. 7, pp. 215–359, 1973.

C. A. Noble, "Swelling Measurements and Prediction of Heave for Lacustrine Clay," *Can. Geotech. J.*, vol. 3, no. 1, pp. 32–41, 1966.

D. Northey and F. Thomas, "Consolidation Test Pore Pressure," in *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal, Canada), vol. 1, 1965, pp. 323–327.

G. Ogata and L. A. Richards, "Water Content Changes Following Irrigation of Bare-Field Soil That is Protected from Evaporation," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 21, pp. 355–356, 1957.

R. E. Olson, "Effective Stress Theory of Compaction," *Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, vol. 89, pp. 27–44, 1963.

R. E. Olson, "State-of-the-Art: Consolidation Testing," in *Consolidation of Soils: Testing and Evaluation*, ASTM, Philadelphia, PA, 1986, pp. 7–70.

R. E. Olson and D. E. Daniel, "Measurement of the Hydraulic

Conductivity of Fine-Grained Soils," in *Permeability and Groundwater Contaminant Transport*, ASTM Special Tech. Publ. 746, T. F. Zimmie and C. O. Riggs, 1981, pp. 18-64.

R. E. Olson and L. J. Langfelder, "Pore-Water Pressures in Unsaturated Soils," *J. Soil Mech. Found. Div., Proc. Amer. Soc. Civil Eng.*, vol. 91, SM4, pp. 127–160, 1965.

N. A. Ostashev, "The Law of Distribution of Moisture in Soils and Methods for the Study of Same," in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, vol. 1, 1936, pp. 227–228.

A. T. Papagiannakis, "A Steady State Model for Flow in Saturated-Unsaturated Soils," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 196 pp., 1982.

A. T. Papagiannakis and D. G. Fredlund, "A Steady State Model for Flow in Saturated-Unsaturated Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 21, no. 13, pp. 419–430, 1984.

A. T. Papagiannakis, L. Lam, and D. G. Fredlund, "Steady State and Transient Mass Transport Models for Saturated-Unsaturated Soils," *Proc. of the 1st Int. Potash Tech. Conf.*, Oct. 3-5, 1983, pp. 741–747.

Papers and Discussion from the First Soil Mechanics Conference, "Theoretical and Practical Treatment of Expansive Soils," Colorado School of Mines, Golden, CO, published in *Quart. Colorado School of Mines*, vol. 54, no. 4, 1959.

A. J. Peck and R. M. Rabbidge, "Direct Measurement of Moisture Potential: A New Technique," in *Proc. UNESCO-Neth. Gov. Symp. Water in the Unsaturated Zone* (Paris, France), 1966, pp. 165–170.

A. J. Peck and R. M. Rabbidge, "Design and Performance of an Osmotic Tensiometer for Measuring Capillary Potential," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 33, no. 2, pp. 196–202, Mar.–Apr. 1969.

H. L. Penman, "Natural Evapotranspiration from Open Water, Bare Soil and Grass," *Proc. Roy. Soc., London*, ser. A. no. 193, pp. 120–145, 1948.

W. H. Perloff, K. Nair, and J. G. Smith, "Effect of Measuring System on Pore Water Pressures in the Consolidation Test," in *Proc. 6th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Montreal, Canada), vol. 1, 1965, pp. 338–341.

C. J. Phene, G. J. Hoffman, and S. L. Rawlins, "Measuring Soil Matric Potential in Situ by Sensing Heat Dissipation with a Porous Body: Theory and Sensor Construction," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 35, pp. 27–32, 1971.

C. J. Phene, D. A. Clark, G. E. Cardon, and R. M. Mead, "The Soil Matric Potential Sensor Research and Applications," published in *Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice*, SSSA Special Publication No. 30, Soil Science Society of America, Madison WI, 1992, pp. 263–280.

J. R. Philip and D. A. de Vries, "Moisture Movement in Porous Materials under Temperature Gradients," *Trans. Amer. Geophys. Union*, vol. 38, no. 2, pp. 222–232, 1957.

M. Picornell and R. L. Lytton, "Detection and Sizing of Surface Cracks in Expansive Soil Deposits," presented at the Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, DC, January, 1988.

M. Picornell and R. L. Lytton, "Modelling the Heave of a Heavily Loaded Foundation," *5th Int. Conf. on Expansive Soils* (Adelaide, Australia), May, 1984, pp. 104–108.

M. Picornell, R. L. Lytton, and M. Steinberg, "Matrix Suction Instrumentation of a Vertical Moisture Barrier," *J. Transportation*, ASCE, 1983.

M. Picornell, R. L. Lytton and M. L. Steinberg, "Assessment of the Effectiveness of the Effectiveness of a Moisture Barrier," *5th Int. Conf. on Expansive Soils* (Adelaide, Australia), May, 1984, pp. 354–358.

M. Popescu, "Behavior of Expansive Soils with a Crumb Structure," in *Proc. ASCE 4th Int. Conf. Expansive Soils* (Denver, CO), vol. 1, 1980, pp. 158–171.

S. J. Poulos, "Control of Leakage in the Triaxial Test," Soil Mech. Series No. 71, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 1964.

L. Prandtl, "On the Penetrating Strength (Hardness) of Plastic Construction Materials and the Strength of Cutting Edges," *Zeit. Agnew. Mathematical Mech.*, vol. 1, no. 1, pp. 15–20, 1921.

D. E. Pufahl, "Evaluation of Effective Stress Components in Non-Saturated Soils," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 88 pp., 1970.

D. E. Pufahl and R. L. Lytton, "Temperature and Suction Profiles Beneath Highway Pavements: Computed and Measured," Transportation Research Record No. 1307, pp. 268–276, 1991.

D. E. Pufahl, D. G. Fredlund, and H. Rahardjo, "Lateral Earth Pressures in Expansive Clay Soils," *Can. Geotech. J.*, vol. 20, no. 2, pp. 228-241, 1983.

D. E. Pufahl, R. L. Lytton, and H. S. Liang, "An Integrated Computer Model to Estimate Moisture and Temperature Effects Beneath Pavements," Transportation Research Record No. 1286, pp. 259–269, 1990.

H. Rahardjo, "The Study of Undrained and Drained Behavior of Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 385 pp. 1990.

H. Rahardjo and D. G. Fredlund, "Calculation Procedures for Slope Stability Analyses Involving Negative Pore-Water Pressures," in *Proc. Int. Conf. Slope Stability Eng., Development, Applications* (Isle of Wight, U.K.), 1991.

H. Rahardjo and D. G. Fredlund, "Mechanics of Soil with Matric Suction," in *Proc. Int. Conf. Geotech. Eng. (GEOTROPIKA'92)*, Universiti Teknologi Malaysia, Johor Bahru, Malaysia, 1992.

H. Rahardjo and D. G. Fredlund, "Stress Paths for Shear Strength Testing of Unsaturated Soils," *Proc. of the 11th S.E.A.G.C.* (Singapore), May 4–8, 1993.

H. Rahardjo, D. G. Fredlund, and S. K. Vanapalli, "Use of Linear and Non-Linear Shear Strength versus Matric Suction Relations in Slope Stability Analysis," *Proc. of the 6th Int. Symp. on Landslides* (Christchurch, New Zealand), February 10–14, 1992, pp. 531–537.

H. Rahardjo, J. Loi, and D. G. Fredlund, "Typical Matric Suction Measurements in the Laboratory and in the Field Using Thermal Conductivity Sensors," in *Proc. Indian Geotech. Conf. Geotechniques of Problematic Soils and Rocks: Characterisation, Design, and Ground Improvements* (Sarita Prakashan, Meerut), vol. 1, 1989, pp. 127–133.

H. Rahardjo, D. Y. F. Ho, and D. G. Fredlund, "Testing Procedures for Obtaining Volume Change Indices During Loading of an Unsaturated Soil," in *Proc. 1990 CSCE Annual Conf.* (Hamilton, Canada), vol. II-2, pp. 558–573, May, 1990.

R. R. Rao, H. Rahardjo, and D. G. Fredlund, Closure on "Closed-Form Heave Solutions for Expansive Soils," for Discussion by K. S. Li, Binnie and Partners, Hong Kong, ASCE *Geot. Journ.*, vol. 115, no. 12, pp. 1822–1833, 1989.

R. R. Rao, H. Rahardjo, and D. G. Fredlund, "Closed-Form Heave Solution for Expansive Soils," *ASCE J. Geotech. Eng.*, vol. 114, no. 5, pp. 573–588, May 1988.

M. Reeves, and J. O. Duguid, "Water Movement through Saturated-Unsaturated Porous Media: A Finite Element Galerkin Model," U.S. Dep. of Commerce, Nat. Tech. Information Service, Oak Ridge Nat. Laboratory, TN, 1975.

L. Rendulic, "Relation Between Void Ratio and Effective Principal Stresses for a Remoulded Silty Clay," in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge, MA), vol. 3, 1936, pp. 48–51.

B. G. Richards, "Measurement of the Free Energy of Soil Moisture by the Psychrometric Technique Using Thermistors," in *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, A Symp. in Print.* Australia: Butterworths, 1965, pp. 39–46.

B. G. Richards, "The Significance of Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils in Relation to the Design of Engineering Structures Built on Shallow Foundations in Australia," presented at the Symp. on Permeability and Capillary, Amer. Soc. Testing Materials, Atlantic City, NJ, 1966.

B. G. Richards, "A Review of Methods for the Determination of the Moisture Flow Properties of Unsaturated Soils," Tech. Memo. No. 5, Commonwealth Sci. and Industrial Res. Organization, Australia, 1967.

B. G. Richards, "Behavior of Unsaturated Soils," in *Soil Mechanics—New Horizons*, I. K. Lee, Ed. New York: American Elsevier, 1974, pp. 112–157.

B. G. Richards, P. Peter, and R. Martin, "The Determination of Volume Change Properties in Expansive Soils," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils* (Adelaide, Australia), 1984, pp. 179–186.

L. A. Richards, "The Usefulness of Capillary Potential to Soil Moisture and Plant Investigators," *J. Agric. Res.*, vol. 37, pp. 719–742, 1928.

L. A. Richards, "Capillary Conduction of Liquids Through Porous Medium," *J. Physics*, vol. 1, pp. 318–333, 1931.

L. A. Richards and M. Fireman, "Pressure-Plate Apparatus for Measuring Moisture Sorption and Transmission by Soils," *Soil Sci.*, vol. 56, pp. 395–404, 1943.

L. A. Richards and G. Ogata, "A Thermocouple for Vapour Pressure Measurement in Biological and Soil Systems at High Humidity," *Science*, vol. 128, pp. 1089–1090, 1958.

L. A. Richards and B. D. Wilson, "Capillary Conductivity Measurements in Peat Soils," *J. Amer. Soc. Agronomy*, vol. 28, pp. 427–436, 1936.

L. A. Richards, W. R. Gardner, and G. Ogata, "Physical Processes Determining Water Loss from Soil," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 20, pp. 310–314, 1956.

H. H. Rieke and G. V. Chilinicarian, "Compaction of Argillaceous Sediments," in *Developments in Sedimentology, No. 16.* Amsterdam: Elsevier, 1974, pp. 31–86.

W. H. Rodebush and A. M. Buswell, "Properties of Water Substances," Highway Res. Board Special Report No. 40, 1958.

C. W. Rose and A. Krishnan, "A Method of Determining Hydraulic Conductivity Characteristics for Non-Swelling Soils Insitu, and of Calculating Evaporation from Bare Soil," *Soil Sci.*, vol. 103, pp. 369–373, 1967.

C. W. Rose, W. R. Stern, and J. Drummond, "Determination of Hydraulic Conductivity as a Function of Depth and Water Content for Soil Insitu," *Australian J. Soil Res.*, vol. 3, pp. 1–9, 1965.

J. Rubin, "Theoretical Analysis of Two-Dimensional Transient Flow of Water in Unsaturated and Partly Unsaturated Soils," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 32, pp. 607–615, 1968.

E. C. Ruddock, Discussion on "The Residual Soils of Hong Kong," *Geotechnique*, vol. 16, no. 1, pp. 78–81, 1966.

J. J. Rulon and R. A. Freeze, "Multiple Seepage Faces on Layered Slopes and Their Implications for Slope Stability Analysis," *Can. Geotech. J.*, vol. 22, pp. 347–356, 1985.

K. Russam and C. D. Coleman, "The Effect of Climatic Factors on Subgrade Moisture Conditions," *Geotechnique*, vol. XI, no. 1, pp. 22–28, 1961.

J. A. J. Salas and M. Roy, "Preliminary Evaluation of the Swelling Danger—Overview on the Spanish Practice," *Proc. of the 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), Dec. 1–4, 1987, vol. 1, pp. 217–224.

J. A. J. Salas and J. M. Serratosa, "Foundations on Swelling Clays," in *Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (London, England), vol. I, 1957, pp. 424–428.

E. Sampson, R. L. Schuster, and W. D. Budge, "A Method of Determining Swell Potential of an Expansive Clay," in *Proc. Int. Res. Eng. Conf. Expansive Clays* (College Station, TX), 1965, pp. 255–275.

B. S. Satija, "Shear Behavior of Partly Saturated Soils," Ph.D. dissertation, Indian Inst. of Technol., Delhi, 327 pp., 1978.

B. S. Satija and S. K. Gulhati, "Strain Rate for Shearing Testing of Unsaturated Soil," in *Proc. 6th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Singapore), 1979, pp. 83–86.

P. J. Sattler, "Numerical Modelling of Vertical Ground Movements," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 425 pp., 1989.

P. J. Sattler and D. G. Fredlund, "Use of Thermal Conductivity Sensors to Measure Matric Suction in the Laboratory," *Can. Geotech. J.*, vol. 26, no. 3, pp. 491–498, 1989.

P. J. Sattler and D. G. Fredlund, "Modeling Vertical Ground Movements Using Surface Climatic Flux," ASCE, *Geot. Eng. Congress* (Boulder, Colorado), June 9–12, 1991.

P. J. Sattler and D. G. Fredlund, "Numerical Modeling of Vertical Ground Movements in Expansive Soils," *Can. Geot. Journ.*, vol. 28, no. 2, pp. 189–199, 1991.

P. J. Sattler, D. G. Fredlund, L. W. Lam, A. W. Clifton, and M. J. Klassen, "Implementation of a Bearing Capacity Design Procedure for Railway Subgrades: A Case Study," Transportation Res. Board, Washington, DC, 1990.

E. K. Sauer, "Application of Geotechnical Principles to Road Design Problems," Dr. Eng. dissertation, Univ. of California, Berkeley, 1967.

J. M. Schmertmann, "The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay," *ASCE Trans.*, vol. 120, pp. 1201–1227, 1955.

R. Schofield, "The pF of the Water in Soil," *Trans. 3rd Int. Congress Soil Sci.*, vol. 2, pp. 37–48, 1935.

E. Schuurman, "The Compressibility of an Air/Water Mixture

and a Theoretical Relation Between the Air and Water Pressures," *Geotechnique*, vol. 16, no. 4, pp. 269-281, 1966.

R. F. Scott, "Principles of Soil Mechanics," Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, MA, 1963.

H. B. Seed, "A Modern Approach to Soil Compaction," *Proc. 11th California Street and Highway Conference*, Reprint No. 69, The Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, 1959, 93 pp.

H. B. Seed, R. J. Woodward, and R. Lundgren, "Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays," *Journ. of the Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, vol. 88, no. SM4, pp. 57-59, 1962.

L. G. Segerlind, *Applied Finite Element Analysis*, 2nd ed. New York: Wiley, 1984.

E. Seker, "The Study of Deformation for Unsaturated Soils," Ph.D. dissertation, Ecole Polytecnique Federale, Lausanne, Switzerland, 224 pp., 1983.

R. A. Sevaldson, "The Slide at Lodalen, Oct. 6th, 1954," *Geotechnique*, vol. 6, pp. 167-182, 1956.

B. Shaw and L. D. Baver, "An Electrothermal Method for Following Moisture Changes of the Soil Insitu," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 4, pp. 78-83, 1939.

N. Simons, "Discussion: Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest," in *Proc. Brussels Conf. Earth Pressure Problems*, vol. 3, 1958, pp. 50-53.

H. H. Sisler, C. A. Vanderwerf, and A. W. Davidson, *General Chemistry—A Systematic Approach*. New York: Macmillan, 1953.

M. Sitz, "Discussion on Terzaghi's Ideas on: Surface Tension of Water and the Rise of Water in Capillaries," in *Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Rotterdam, The Netherlands), vol. 5, 1948, 289-292.

W. Skaling, "TRASE: A Product History," published in Adv. Meas. Soil Phy. Prop.: Bringing Theory into Practice, SSSA Special Publication No. 30, Soil Science Society of America, Madison, WI., 1992, pp. 169-186.

A. W. Skempton, "The Bearing Capacity of Clays," Building Res. Congress, England, 1951.

A. W. Skempton, "The Pore Pressure Coefficients, A and B," *Geotechnique*, vol. 4, no. 4, pp. 143-147, 1954.

A. W. Skempton, "Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks," in *Proc. Conf. Pore Pressure*. London: Butterworths, 1961, pp. 4-16.

A. W. Skempton and A. W. Bishop, "Building Materials, Their Elasticity and Inelasticity," in *Soils*. Amsterdam: North-Holland, 1954, ch. 10.

A. W. Skempton and J. Hutchinson, "Stability of Natural Slopes and Embankment Foundations," *State-of-the-Art Report, 7th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Mexico City, Mexico), State-of-the-Art Vol., 1969, pp. 291-340.

A. W. Smith, "Method for Determining the Potential Vertical Rise, PVR," Texas Test Method Tex-126-E, *Proc. Workshop Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction* (Univ. of Wyoming, Laramie), vol. 1, 1973, pp. 189-205.

G. N. Smith, *Elements of Soil Mechanics for Civil and Mining Engineers*, 4th ed. London: Granada Publ. Ltd., 1978, 424 pp.

D. R. Snethen, "Expansive Soils: Where Are We?," in *Ground Failure, No. 3*, Nat. Res. Council Comm. on Ground Failure Hazards, 1986, pp. 12-16.

Soilmoisture Equipment Corp., "Commercial Publications," P.O. Box 30025, Santa Barbara, CA, 1985.

D. C. Spanner, "The Peltier Effect and Its Use in the Measurement of Suction Pressure," *J. Exp. Bot.*, vol. 11, pp. 145-168, 1951.

E. Spencer, "A Method of Analysis of the Stability of Enbankments Assuming Parallel Interslice Forces," *Geotechnique*, vol. 17, pp. 11-26, 1967.

E. Spencer, "Effect of Tension on Stability on Embankments," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 94, SM5, pp. 1159-1173, 1968.

E. Spencer, "Thrust Line Criterion in Embankment Stability Analysis," *Geotechnique*, vol. 23, pp. 85-100, 1973.

D. I. Stannard, "Tensiometers—Theory, Construction, and Use," in *Groundwater and Vadose Zone Monitoring*, ASTM STP 1053, D. M. Neilson and A. I. Johnson, Eds., ASTM, Philadelphia, PA, 1990, pp. 34-51.

V. L. Streeter and B. Wylie, *Fluid Mechanics*, 6th ed. New York: McGraw-Hill, 1975, 717 pp.

R. A. Sullivan and B. McClelland, "Predicting Heave of Buildings on Unsaturated Clays," in *Proc. 2nd Int. Res. Eng. Conf. Expansive Clay Soils*. College Station, TX: Texas A&M Press, 1969, pp. 404-420.

D. J. Sweeney, "Some Insitu Soil Suction Measurements in Hong Kong's Residual Soil Slopes," in *Proc. 7th Southeast Asia Geotech. Conf.* (Hong Kong), vol. 1, 1982, pp. 91-106.

D. J. Sweeney and P. Robertson, "A Fundamental Approach to Slope Stability in Hong Kong," *Hong Kong Eng.*, pp. 35-44, 1979.

B. J. Szafron and D. G. Fredlund, "Monitoring Matric Suction in the Subgrade of Gravel Roads," presented to the 45th *Can. Geot. Conf.* (Toronto, Canada), October 26-28, 1992, pp. 52.1-52.10.

R. Tadepalli, "Study of Collapse Behavior During Inundation," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 276 pp., 1990.

R. Tadepalli and D. G. Fredlund, "The Collapse Behavior of a Compacted Soil During Inundation," *Can. Geot. Jour.*, vol. 28, pp. 477-488, 1991.

R. Tadepalli, D. G. Fredlund, and H. Rahardjo, "Soil Collapse and Matric Suction Change," *Proc. of the 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3-5, 1992, vol. 1, pp. 286-291.

R. Tadepalli, H. Rahardjo, and D. G. Fredlund, "Measurements of Matric Suction and Volume Changes During Inundation of Collapsible Soils," *Geotech. Test. J.*, ASTM, GTJODJ, Vol. 15, No. 2, pp. 115-122, June, 1992.

R. K. W. Tang, "Measurement of Soil Suction by Filter Paper Method, Phases I-V," Laboratory Reports, Dep. of Civil Eng., Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1978.

D. W. Taylor, *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: Wiley, 1948, 700 pp.

S. A. Taylor and G. L. Ashcroft, *Physical Edaphology*. San Francisco, CA: 1972, 533 pp.

R. L. Taylor and C. B. Brown, "Darcy Flow Solutions with a

Free Surface," *ASCE Hydraulics Div.*, vol. 93, no. HY2, pp. 25–33, Mar. 1967.

G. S. Taylor and A. Luthin, "Computer Methods for Transient Analysis of Water-Table Aquifers," *Water Resources Res.*, vol. 5, no. 1, 1969.

T. C. P. Teng and M. B. Clisby, "Experimental Work for Active Clays in Mississippi," *Transportation Eng. J., ASCE*, vol. 101, no. TE1, Proc. Paper No. 11105(6798), pp. 77–95, 1975.

T. C. P. Teng, R. M. Mattox, and M. B. Clisby, "A Study of Active Clays as Related to Highway Design," Res. Report 72-045, Mississippi State Highway Dep., Jackson, 134 pp., 1972.

T. C. P. Teng, R. M. Mattox, and M. B. Clisby, "Mississippi Experimental Work on Active Clays," in *Proc Workshop Expansive Clays and Shales in Highway Design and Construction*, D. R. Lamb and S. J. Hanna, Eds., vol. 2, 1973, pp. 1–27.

K. Terzaghi, *Erdbaumechanik* (in German). Vienna: Franz Deuticke, 1925, 399 pp.

K. Terzaghi, "Der Spannungszustand im Porenwasser Trocknender Betonkoerper (Pressure due to Capillarity in Drying Concrete Bodies)," *Bauingenieur*, vol. 15, pp. 303–306, 1934.

K. Terzaghi, "The Shear Resistance of Saturated Soils," in *Proc. 1st Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Cambridge, MA), vol. 1, 1936, pp. 54–56.

K. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*. New York: Wiley, 1943, 510 pp.

K. Terzaghi, "Anchored Bulkheads," *Trans. ASCE*, vol. 119, pp. 1234–1280, 1954.

K. Terzaghi and R. B. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: Wiley, 1967, 729 pp.

The Commission of Inquiry, *Rainstorm Disasters 1972*, published by the Government Printer, Hong Kong, 1972.

C. W. Thornthwaite, "An Approach Toward a Rational Classification of Climate," *Geographical Rev.*, vol. 38, pp. 55–94, 1948.

G. R. Tomlin, "Seepage Analysis through Zoned Anisotropic Soils by Computer," *Geotechnique*, vol. 16, no. 3, pp. 220–230, 1966.

G. C. Topp and E. E. Miller, "Hysteretic Moisture Characteristics and Hydraulic Conductivities for Glass-Bead Media," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 30, pp. 156–162, 1966.

C. Truesdell, *The Elements of Continuum Mechanics*. New York: Springer-Verlag, 1966.

J. J. Tuma, *Handbook of Physical Calculations*. New York: McGraw-Hill, 1976, 370 pp.

R. E. Tuncer and R. A. Lohnes, "An Engineering Classification of Certain Basalt Derived Lateritic Soils," *Eng. Geology*, vol. 11, 1977.

U.S.D.A. Agricultural Handbook No. 60, *Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils, 1950.*

U.S. Department of Agriculture, U.S.D.A., Soil Conservation Service, *Guide for Interpreting Engineering Uses of Soils*, Washington, DC, 1971, 87 pp.

U.S. Department of Interior, *Earth Manual*, Bureau of Reclamation, Denver, CO, 1974.

U.S. Department of Interior Bureau of Reclamation, U.S B.R., "Measurement of Negative Pore Pressure of Unsaturated Soil Shear and Pore Pressure Research Earth Research Program," Report No. EM-738, Soils Eng. Branch, Div. of Res., Denver, CO, 1966.

U.S. Research Council, *The International Critical Tables*. New York: McGraw-Hill, 1933, vol. 1, no. 7.

R. Valle-Rodas, "Capillarity in Sands," in *Proc. Highway Res. Board*, vol. 24, pp. 389–396, 1944.

G. J. van Amerongen, "Permeability of Different Rubbers to Gases and Its Relation to Diffusivity and Solubility," *J. Appl. Phys.*, vol. 17, no. 11, pp. 972–985, 1946.

C. H. M. van Bavel, G. B. Stirk, and K. J. Brust, "Hydraulic Properties of a Clay Loam Soil and the Field Measurement of Water Uptake by Roots: I. Interpolation of Water Content and Pressure Profiles," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 32, pp. 310–317, 1968.

D. H. Van der Merwe, "The Prediction of Heave from the Plasticity Index and Percentage Fraction of Soils," *Civil Eng. in South Africa*, vol. 6, no. 6, 1964, pp. 103–107.

P. van der Raadt, "Field Measurement of Soil Suction Using Thermal Conductivity Matric Potential Sensors," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 1988, 210 pp.

P. van der Raadt, D. G. Fredlund, A. W. Clifton, M. J. Klassen, and W. E. Jubien, "Soil Suction Measurement at Several Sites in Western Canada," *Transportation Res. Rec 1137, Soil Mech. Considerations in Arid and Semi-Arid Areas*, Transportation Res. Board, Washington, DC, pp. 24–35. 1987.

B. P. Van Haveren and R. W. Brown, "The Properties and Behavior of Water in the Soil-Plant-Atmosphere Continuum," in *Psychrometry in Water Relations Research*, R. W. Brown and B. P. Van Haveren, Eds., Utah Agric. Experimental Station, Utah State Univ., Logan, pp. 1–27, 1972.

M. Vanclin, G. Vachand, and J. Khanji, "Two Dimension Numerical Analysis of Transient Water Transfer in Saturated-Unsaturated Soils," in *Modelling and Simulation of Water Resources Systems*. Amsterdam: North-Holland, 1975, pp. 299–323.

M. Vargas, "The Concept of Tropical Soils," in *Proc. 1st Int. Conf. Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils* (Brasilia, Brazil), vol. 3, pp. 11–14, 1985.

A. Verruijt, "Elastic Storage of Aquifers," in *Flow Through Porous Media*, R. J. M. De Wiest, Ed. New York: Academic, 1969, ch. 8.

K. K. Watson, "An Instantaneous Profile Method for Determining the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Materials," *Water Resources Res.*, vol. 2, pp. 709–715, 1966.

R. C. Weast, M. J. Astle, and W. H. Beyer, *CRC Handbook of Chemistry and Physics*, 65th ed. Boca Raton, FL: CRC Press, 1984, 370 pp.

H. F. Weimer, "The Strength, Resilience, and Frost Durability Characteristics of a Lime-Stabilized Till," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 134 pp., 1972.

H. M. Westergaard, *Theory of Elasticity and Plasticity*. New York: Dover, 1952, 176 pp.

S. J. Wheeler and V. Sivakumar, "Critical State Concepts for Unsaturated Soil," *Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3–5, 1992, pp. 167–172.

R. V. Whitman and W. A. Bailey, "Use of Computer for Slope Stability Analysis," *ASCE J. Soil Mech. Found. Eng. Div.*, vol. 93, SM4, pp. 519-542, 1967.

R. V. Whitman, A. M. Richardson, and K. A. Healy, "Time-Lags in Pore Pressure Measurements," in *Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (Paris, France), vol. 1, 1961, pp. 407-411.

R. A. Widger, "Slope Stability in Unsaturated Soils," M.Sc. thesis, Univ. of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 71 pp., 1976.

R. A. Widger and D. G. Fredlund, "Stability of Swelling Clay Embankments," *Can. Geot. Journ.*, vol. 16, no. 1, pp. 140-151, 1979.

A. A. B. Williams, "Studies of Shear Strength and bearing Capacity of Some Partially Saturated Sands," in *Proc. 4th Conf. Soil Mech. Found. Eng.* (London, England), vol. 3, 1957, pp. 453-456.

A. A. B. Williams, "Discussion of the Prediction of Total Heave from Double Oedometer Test," by J. E. B. Jennings and K. Knight, *Trans. South African Inst. Civil Eng.*, vol. 8, no. 6, 1958.

A. A. B. Williams, "Some Regional Aspects of Soil Mechanics in South Africa," *Proc. of the 2nd Regional Conf. African Soil Mech. and Found. Eng.*, 1959, Vol. 1, pp. 11-16.

J. Williams and C. F. Shaykewich, "The Influence of Soil Water Matric Potential on the Strength Properties of Unsaturated Soil," *Proc. Soil Sci. Soc. Amer.*, vol. 34, no. 6, Div. S-1, pp. 835-840, 1970.

G. W. Wilson, "Soil Evaporative Fluxes for Geotechnical Engineering Problems," Ph.D. dissertation, University of Saskatchewan, Saskatoon, Sask., Canada, 464 pp., 1990.

R. G. Wilson, "Methods of Measuring Soil Moisture," in *Int. Field Year for the Great Lakes Tech. Manual Series, No. 1*, J MacDowell, Ed., The Secretariat Can. Nat. Committee for the Int. Hydrol. Decade, 1971.

G. W. Wilson, S. L. Barbour, and D. G. Fredlund, "The Evaluation of Evaporative Fluxes from Soil Surfaces for the Design of Dry Covers and the Abatement of Acid Drainage," *Proc. of the 2nd Int. Conf. on the Abatement of Acid Drainage* (Montreal, Quebec), September 16-18, 1991.

G. W. Wilson, D. G. Fredlund, and S. L. Barbour, "The Evaluation of Evaporative Fluxes from Soil Surfaces for Problems in Geotechnical Engineering," *Proc. of the Can. Geot. Conf.* (Calgary, AB), Sept. 29-Oct. 2, 1991, pp. 68.1-68.9.

M. Y. Wong, "Soil Strength Parameter Determination," *Hong Kong Eng.*, pp. 33-39, Mar. 1978.

D. K. H. Wong, D. G. Fredlund, E. Imre, and G. Putz, "Evaluation of AGWA-II Thermal Conductivity Sensors for Soil Suction Measurement," presented at the Transportation Res. Board Meeting, Washington, DC, 1989.

F. L. D. Wooltorton, *The Scientific Basis of Road Design*. Edward Arnold, 1954.

W. K. Wray, "The Principle of Soil Suction and its Geotechnical Engineering Applications," in *Proc. 5th Int. Conf. Expansive Soils* (Adelaide, South Australia), May 1984, pp. 114-119.

W. K. Wray, "Evaluation of Static Equilibrium Soil Suction Envelopes for Predicting Climate-Induced Soil Suction Changes Occurring Beneath Covered Surfaces," *Proc. of the 6th Int. Conf. on Expansive Soils* (Delhi, India), vol. 1, Dec. 1-4, 1987, pp. 235-240.

S. G. Wright, "SSTAB1—A General Computer Program for Slope Stability Analysis," Res. Report No. GE-74-1, Dep. of Civil Eng., Univ. of Texas at Austin, 1974.

R. D. Wyckoff and H. G. Botset, "The Flow of Gas-Liquid Mixtures through Unsaturated Sands," *Physics*, vol. 7, Sept. 1936.

D. Yang and Z. J. Shen, "Generalized Nonlinear Constitutive Theory of Unsaturated Soils," *Proc. 7th Int. Conf. on Expansive Soils* (Dallas, Texas), August 3-5, 1992, vol. 1, pp. 158-162.

R. N. Yong and B. P. Warkentin, "Introduction to Soil Behavior," Macmillan, New York, 451 pp., 1966.

R. N. Yong and B. P. Warkentin, "Soil Properties and Behaviour," Elsevier Scieatific Publishing Co., New York, 1975. 449 pp.

R. Yoshida, D. G. Fredlund, and J. J. Hamilton, "The Prediction of Total Heave of a Slab-on-Ground Floor on Regina Clay," *Can. Geo. J.*, vol. 20, no. 1, pp. 69-81, 1983.

S. J. Zegelin, Ian White, and G. F. Russell, "A Critique of the Time Domain Reflectometry Technique for Determining Field Soil-Water Content," published in *Advances in Measurement of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice*, SSSA Special Publication No. 30, Soil Science Society of America, Madison, WI, 1992, pp. 187-208.

O. C. Zienkiewicz, *The Finite Element Method in Engineering Science*. London: McGraw-Hill, 1971.

O. C. Zienkiewicz and Y. K. Cheung, "Finite Elements in the Solution of Field Problems," *The Engineer*, Sept. 24, 1965.

O. C. Zienkiewicz and C. J. Parekh, "Transient Field Problems: Two-Dimensional and Three-Dimensional Analysis by Isoparametric Finite Elements," *Int. J. Numer. Method Eng.*, vol. 2, pp. 61-67, 1970.

O. C. Zienkiewicz, P. Mayer, and Y. K. Cheung, "Solution of Anisotropic Seepage by Finite Elements," *ASCE Eng. Mech. Div., Eng. Mech. J.*, vol. 92, pp. 111-120, 1966.